

Edificios de concreto reforzado siguiendo la NSR-10 vs sismo de Quetame registrado en Bogotá D.C.

D. M. Ruiz¹, R. Jaramillo², C. E. Riveros³
y Mauricio Gallego-Silva⁴

Recepción: 22-jun-2011, Aceptación: 06-feb-2012

Disponible en línea: 30-nov-2012

MSC: 62p30 / PACS: 46.40-f, 46.70-p

Resumen

Se presenta el análisis **no lineal dinámico en tres direcciones** de 6 edificios de concreto reforzado de 5, 12 y 20 pisos, diseñados con la NSR-10 y la zonificación de respuesta sísmica de Bogotá del año 2010. Estos 6 edificios, con planta típica idéntica, fueron sometidos a 78 señales sísmicas del sismo de Quetame (año 2008) registradas por 26 estaciones de la red de acelerógrafos de Bogotá (RAB). Para el diseño de los edificios se utilizaron los espectros de respuesta de aceleración absoluta para las zonas: «*Piedemonte-B*» y «*Lacustre-500*» de la microzonificación sísmica de Bogotá. Posteriormente, se calcularon las rótulas plásticas para cada elemento estructural de los 6 edificios, y en el caso de las columnas, también sus diagramas de interacción. Luego, las edificaciones tridimensionales fueron sometidas simultáneamente a los registros

¹ Ingeniero Civil, daniel.ruiz@javeriana.edu.co, Grupo estructuras y construcción, Dpto. de Ing. Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá D.C.–Colombia.

² Ingeniero Civil, r.jaramillo@javeriana.edu.co, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá D.C.–Colombia.

³ Ingeniero Civil, riveros.c@javeriana.edu.co, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá D.C.–Colombia.

⁴ Ingeniero Civil, mgallego@binaria.com.co, Binaria Ltda., Bogotá D.C.–Colombia.

contra el tiempo norte-sur, este-oeste y vertical. Para cada edificio sometido a las señales de cada estación, se obtuvieron las demandas de deriva, los desplazamientos de la cubierta, el cortante en la base y los niveles de daño según estimadores internacionalmente aceptados. Finalmente, se generaron mapas de demandas de deriva y aceleración por edificio en la ciudad de Bogotá D.C. Los resultados sugieren que los edificios diseñados con la amenaza sísmica de la nueva microzonificación de Bogotá y con las estipulaciones de la NSR-10, presentarán daños excesivos asociados a estados límites como son los de «*seguridad de vidas*» para un sismo de baja magnitud como fue el de Quetame, que equivalió a solo una fracción de aquel que corresponde al comportamiento real bajo el escenario de diseño.

Palabras claves: Análisis no lineal, efectos locales del suelo, respuesta sísmica, edificios de concreto reforzado.

Reinforced Concrete Buildings Following NSR-10 vs Quetame Earthquake Registered on Bogotá D.C.

Abstract

A three dimensional nonlinear dynamic analysis of 6 concrete reinforced buildings of 5, 12 and 20 stories, designed according to NSR-10 and seismic response zoning for Bogotá 2010 version is presented. These 6 buildings were subjected to 78 seismic signals of the Quetame earthquake (2008) registered in 26 stations of the Bogotá's accelerometer array (RAB). "*Piedmont-B*" and "*Lacustrine-500*" absolute acceleration design response spectra from the seismic response zoning of Bogota (2010) were used to design buildings analyzed. Plastic hinges were defined and assigned to each of the structural elements of the 6 buildings, and for columns the interaction diagrams were established too. With these nonlinear parameters, the 6 structures were subject simultaneously to the time history registers North-South, East-West and vertical. For each building and for each seismic register the performance levels, the interstory drifts, roof displacements and base shear demanded were determined. With this information seismic demand maps were plotted for Bogota for each one of buildings. The results suggest that, buildings designed under the new rules to Bogotá and provisions of NSR-10, develop strong damage level, related to limit states, such as: "*life security*" for low-magnitude quake, was the Quetame earthquake, so far, from the design scenario.

Key words: Nonlinear analysis, soil local effects, seismic response, reinforced concrete buildings.

1 Introducción

Desde el sismo de Michoacán⁵, registrado fuertemente en la Ciudad de México durante 1985, ha quedado demostrada la complejidad de la respuesta sísmica de edificaciones en el suelo blando, así como sus efectos en sistemas con periodos estructurales intermedios. Es por esta razón que en un sitio donde se presentan suelos más blandos y más profundos como es Bogotá, se han propuesto estudios de microzonificación sísmica desde 1997, [18], en donde se subdividió la ciudad en diferentes zonas, las cuales tienen espectros de respuesta de aceleración absoluta disímiles, de acuerdo al comportamiento dinámico de cada tipo de suelo, y de acuerdo con su profundidad y características geotécnicas y dinámicas. El establecimiento de una microzonificación sísmica en Bogotá por medio del Decreto 074 de 2001, [18], que posteriormente fue modificado por el Decreto 193 de 2006, significó en principio un avance en el conocimiento del comportamiento dinámico de los diferentes perfiles de suelo de la ciudad de Bogotá, con fines de la planeación urbana del caso, así como una medida para la mitigación del riesgo asociado a los movimientos fuertes de suelo.

Sin embargo, desde el mismo momento de su adopción, estas medidas tuvieron gran cantidad de debates a propósito de la validez de los resultados de este primer estudio de microzonificación. A lo largo de la última década, por medios públicos, y por privados también, se han realizado estudios detallados de los suelos de Bogotá donde se ha determinado el comportamiento dinámico de los suelos presentes de manera más elaborada y profunda. Lo anterior ha dado un mayor conocimiento sobre los suelos de la ciudad así como sobre su comportamiento dinámico; según la base de datos recabada por el Fondo de Prevención y Atención de Emergencias de la ciudad de Bogotá, (FOPAE), [41], se realizaron para la fecha, desde instaurada la microzonificación original de 1997, [18], alrededor de 150 estudios diferentes de amenaza local donde se determinaron diferentes escenarios de amenaza sísmica en la ciudad ante la presencia de los suelos en cada zona particular. Es por esto que, mediante el Decreto 523 de 2010, [19], entró en vigencia la nueva microzonificación sísmica que dividió la ciudad en 16 zonas tal como se estimó a partir de estudio del FOPAE, ([24] y [41]). En la Figura 1 a continuación se presentan los dos mapas

⁵En realidad, la respuesta en suelos aluviales durante sismos fuertes fue identificada desde el sismo de San Francisco de 1906, por Romeo Martel y John Ripley Freeman, al corroborar que los suelos de la bahía, así como rellenos aislados, generaron zonas de mayor daño que aquellos más firmes en las partes elevadas de la ciudad.

de microzonificación: **a.** el del año 1997, que estableció el Decreto 074 de 2001 (modificado por Decreto 193 de 2006), y **b.** el del año 2010, que se estableció mediante Decreto 523 de 2010, [19]. Entre ambos hay diferencias que resultan más que apreciables, por cuenta de reducciones porcentuales significativas, que generan un nuevo escenario de diseño, por mucho, inferior al previo, haciéndose necesario la evaluación de la nueva vulnerabilidad de las nuevas edificaciones diseñadas y proyectadas en esta nueva condición.

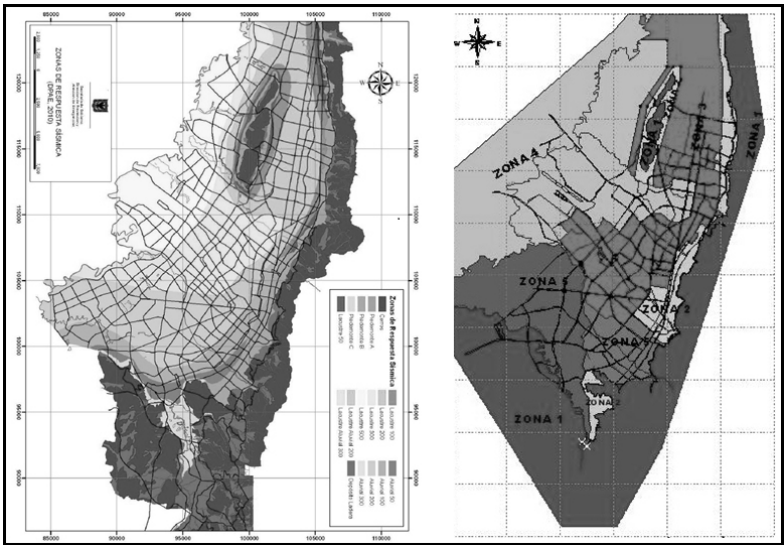


Figura 1: Mapas de microzonificación: **a.** según FOPAE (2010) y **b.** según INGEOMINAS (1997).

La microzonificación sísmica de Bogotá, establecida recientemente en 2010, [19], generó notable reducción de la amenaza sísmica en términos de las aceleraciones absolutas espectrales, S_a , en la mayoría de los lugares de la capital de Colombia; dejando en el mejor de los casos, las cosas igual que en la microzonificación sísmica anterior.

En algunos casos, y para periodos estructurales altos (mayores a 2.0 segundos), la aceleración absoluta espectral, S_a , asociada al 5 % de relación de amortiguamiento con respecto al crítico (ξ), se disminuyó hasta en un 70 %, como se ilustra en la Figura 2 de manera gráfica. Así mismo, se recalca que a pesar de la evidencia de las señales registradas del sismo de Quetame por la

Red Acelerográfica de Bogotá (RAB), el «ancho» de las mesetas de los espectros de respuesta de aceleración absoluta, las zonas lacustre y aluvial disminuyeron de una manera radical, ya que el periodo de control, donde empieza la caída de la aceleración espectral, pasó de aproximadamente 3 segundos a menos de 2 segundos. Esto no sería tan controversial, de no ser por el hecho de que el sismo de Quetame registró fuerte respuesta después de los dos segundos de periodo estructural; pero eso fue durante mayo de 2008, mucho antes de entrar en vigencia la nueva microzonificación de Bogotá hasta diciembre de 2010.

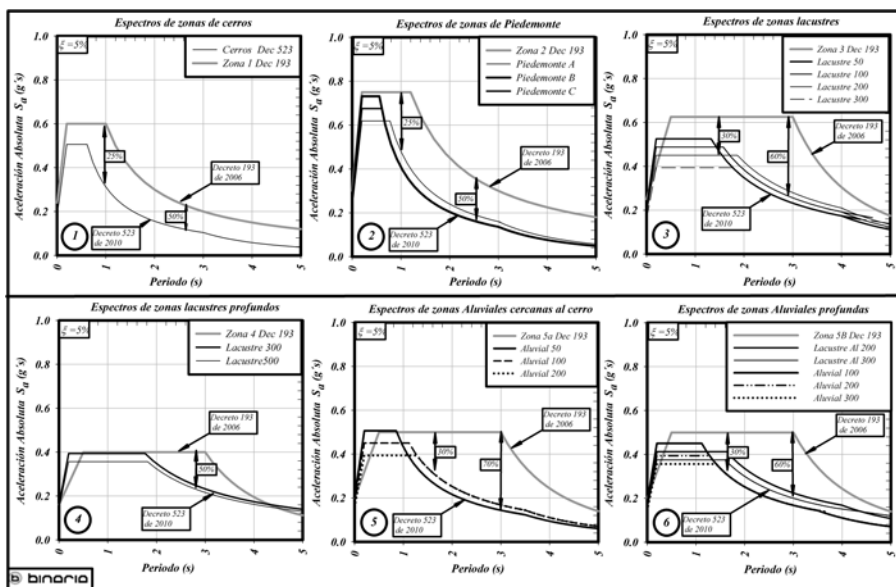


Figura 2: Comparación de espectros de aceleración entre la microzonificación del año 1997 y la del año 2010.

Por otro lado, a pesar de la gran cantidad de estudios que se encuentran en torno a los suelos de Bogotá, no es común encontrar investigaciones sobre la respuesta no-lineal dinámica tridimensional de edificaciones sometidas a señales que hayan sido filtradas por estratos de suelo de la capital colombiana. Además, una de las limitaciones permanentes de los estudios de respuesta dinámica de los suelos ha sido la relativa baja exploración, hasta más o menos 50 metros de profundidad, en sitios que cuentan con varios cientos de me-

tros de mantos blandos, estableciendo un nivel elevado de incertidumbre en la estimación de la amenaza, que por efecto directo, y en sentido figurado: «*genético*», se transmite a la evaluación del riesgo que aparenta ser menor, cuando en realidad, podría estar creciendo dramáticamente. Los modelos con información truncada y limitada solo a los mantos superiores de suelos, lograron, para el caso de la ciudad de Bogotá, la instauración de una normativa nueva [19] que, como se concluye preliminarmente de este trabajo, desprotege las edificaciones nuevas de forma sistemática en la capital de la Nación, donde se asienta patrimonio, personas y gobernabilidad de forma concentrada, a partir de la reducción de los parámetros de rigidez y resistencia.

Como antecedente de investigaciones afines a ésta se tiene que: utilizando las señales filtradas por suelo blando de estudios como Zárate, Gómez & Rodríguez (2005), [42], e Ingeominas (Hoy Servicio Geológico Nacional), [29], y Ruiz *et ál.* (2008), [40], realizaron un análisis no lineal dinámico sobre pórticos de diferentes alturas existentes en Bogotá y los sometieron a una serie de señales sísmicas en roca y filtradas por estos estratos de suelo blando de Bogotá. Este trabajo investigativo dio las primeras luces sobre zonas de la ciudad más demandantes para edificios de cierta altura, y mostró de manera preliminar, el comportamiento de los suelos de la ciudad en cuanto a efectos de sitio y su relación con el comportamiento estructural. En la referencia [40], se tomaron señales filtradas de zonas de Bogotá como la carrera 30 entre calles 1ª y 45, y otra zona entre los cerros orientales y los cerros de Suba a la altura de la calle 150.

Así mismo, este trabajo mostró, por ejemplo, que edificaciones altas tendrán un mayor nivel de daño en estratos de suelo blando que en estratos rocosos; algo que se puede presumir, pero que era necesario establecer en el marco de referencia del caso, para después proceder con mayor seguridad e información en investigaciones más elaboradas. Más recientemente, Pinzón, (2009) [36], utilizó estos mismos pórticos planos y los sometió a las señales obtenidas por la (RAB) derivadas del sismo de Quetame del año 2008. Este trabajo ahondó en este tema ya que pudo usar señales de un sismo real en el análisis de edificaciones que se diseñaban en el momento con la Norma NSR-98 y la microzonificación original, además de extender el estudio de demanda y comportamiento a toda la ciudad.

No obstante, una de las recomendaciones de este último estudio, el de Pinzón, (2009), [36], fue la necesidad de realizar análisis no lineales tridimen-

sionales de las edificaciones; razón por la cual se llevó a cabo el estudio que se presenta a continuación, el cual lleva al análisis tridimensional no-lineal de edificaciones reales diseñadas para cumplir con una nueva normativa y amenaza sísmica que entró en vigencia recientemente sometidas a los registros de un evento real registrado debidamente en diferentes sitios de la ciudad de Bogotá. Esto resulta por completo inédito, ya que los análisis normales que hacen los diseñadores usan espectros de respuesta esperada concebida en un escenario que se ha establecido como crítico; mientras que lo hecho en este trabajo corresponde a la evaluación de estructuras normales diseñadas y sometidas a análisis no-lineal y tridimensional de un sismo real que no fue escalado ni modificado de ninguna forma. En este estudio se presenta el análisis no lineal dinámico de 6 edificios tridimensionales de concreto reforzado de 5, 12 y 20 pisos de altura, diseñados a partir de los parámetros estipulados en la nueva norma sismo resistente NSR-10, [9] y la microzonificación de respuesta sísmica de Bogotá, adaptada en 2010, [19]. Estos 6 edificios, con planta típica idéntica, (ver Figura 10), fueron sometidos a 78 señales sísmicas del sismo de Quetame del año 2008, registradas por 26 estaciones de la (RAB), [41], (ver Figura 5).

2 El sismo de Quetame del año 2008, en el Piedemonte llanero colombiano

El 24 de mayo de 2008, se generó un evento sísmico en las inmediaciones del «*Sistema Frontal*» de la Cordillera Oriental de los Andes colombianos, con epicentro en un sector del piedemonte llanero a 8.6 km. al noreste del Municipio de Quetame, Cundinamarca, distante de Bogotá a unos 40 kilómetros. El evento tuvo una Magnitud de 5,7 en la escala local de Richter, M_L , y una aceleración máxima del suelo, A_{max} , de $0.3g$ en la dirección vertical, $0.46g$ en la dirección Este-Oeste y $0.6g$ en la dirección Norte-Sur, obtenidas por la estación de Quetame («*CQUET*») de la Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia («*RNAC*»). El registro obtenido en esta estación, es el más cercano obtenido de un sismo con magnitud mayor de 5.0 en todo el territorio colombiano desde que existen instaladas redes acelerográficas en Colombia. El registro se muestra en sus tres componentes en la Figura 3 a continuación, donde se exhiben los espectros de respuesta de todas las variables de movimiento, del sismo de referencia, para 5 % de relación de amortiguamiento con respecto al crítico (ξ).

que afectaran el contenido frecuencial de la señal. La duración de la fase intensa de los registros acelerográficos en las inmediaciones del epicentro fue del orden de 5 segundos, lo cual resulta acorde con el inverso de la Frecuencia de Esquina, que es una estimación de la duración de la fase intensa del evento en campo cercano. Lo anterior es de importancia extrema, ya que solo de forma excepcional es posible obtener un registro de campo cercano que refleje las condiciones para poder aplicar la teoría sismológica clásica de forma sencilla, desde cuando fue desarrollada a partir de un registro de un sismo durante el 27 de junio de 1966, cuando la famosa estación «2» obtuvo la señal a solo 80 metros del corrimiento de la falla de San Andrés en Parkfield, California. Cuando se integraron los acelerogramas de Parkfield, con respecto al tiempo, para obtener la historia de desplazamientos del terreno se llegó a la forma típica del modelo físico del doble par que siguen los sismos tectónicos. Lo anterior interesó a los sismólogos, quienes a partir del registro de Parkfield desarrollaron una teoría para simular analíticamente, y en el dominio de la frecuencia, la señal del desplazamiento en campo cercano. Keitii Aki, ([11], [10]), Norman Haskell, [27], y James Brune, [14], construyeron un modelo teórico de solo cinco parámetros para estimar el EAF de ondas SH de desplazamiento en campo cercano.

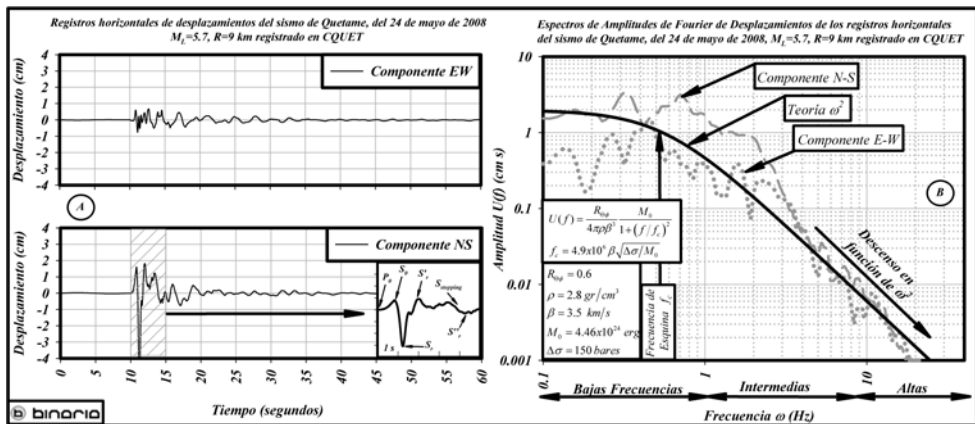


Figura 4: Registros de desplazamientos y EAF de desplazamiento del sismo de Quetame, estación: CQUET.

Ese modelo describe, en el dominio de la frecuencia, el pulso de desplazamientos con arribos típicos de las fases en el dominio del tiempo, marcando discontinuidades claras en las llegadas de las ondas al sensor, como la fase de llegada S_0 , la fase de reflexión en las capas superiores de la corteza S_r , y su primera reflexión en la superficie como S'_0 ; posteriormente representa una fase de decrecimiento de la amplitud de la onda S denominada entonces como: «*Stopping*» con sus respectivas reflexiones S''_r . La figura maestra, mostrada en un artículo de Michel Bouchon, [13], para el pulso clásico de desplazamiento de campo cercano representativo del doble par de una falla de rumbo de un sismo tectónico, es exactamente la misma que la reproducida por la componente N-S del sismo de Quetame durante el 24 de mayo de 2008, como se observa en la parte izquierda de la Figura 4.

En ventana de acercamiento, de la zona de fase intensa de la componente Norte-Sur de desplazamiento del sismo de Quetame de la Figura 4, se observan las fases de arribo clásicas descritas previamente, de igual forma que las del sismo clásico de Parkfield que sirvió de base para la formulación de la teoría clásica de la sismología denominada: «*omega square*», que hasta hoy en día, con muchas refinaciones, sigue siendo el modelo aceptado de forma generalizada. No sorprende entonces que, siendo el registro de Quetame tan puro sea perfectamente aplicable la teoría para reproducir los EAF de las componentes de manera fiable tal y como se observa en la parte derecha de la Figura 4, donde el modelo teórico de estimación de los EAF de desplazamiento encuadra perfectamente junto a los EAF calculados de los registros de desplazamiento.

Como se mencionó, solo cinco parámetros son necesarios para reproducir la respuesta: **(1)** El valor cuadrático medio del patrón de radiación de ondas S , denominado $R_{\Theta\phi}$, cuyo valor más clásico es de cerca de $\frac{2}{3}$; **(2)** La densidad de los materiales de Corteza, ρ , cuyo valor generalizado es de $2,8g/cm^3$; **(3)** La velocidad de onda cortante a nivel cortical, β , que ronda los $3.5 km/s$; **(4)** La caída de esfuerzos en el borde de falla entre antes y después del sismo, $\Delta\sigma$, que para desplazamientos de rumbo y sismos superficiales puede llegar a valores de 150 bares (*i.e.*, kgf/cm^2); y **(5)** El Momento Sísmico, M_0 , que resulta equivalente a la Magnitud estimada de Momento, M_w , a partir de la expresión de Hiro Kanamori, [32]: $Log(M_0) = 1,5M_w + 16,1$.

Teniendo en cuenta lo anterior, y que el sismo de Quetame ocurrió en uno de los ramales del sistema Frontal del Piedemonte llanero, de donde se han planteado los escenarios de diseño para el caso de Bogotá; el sismo en

consideración, resulta *-en extremo-* representativo de la naturaleza del sismo probable máximo que puede llegar a presentarse en el futuro como el de periodo de retorno de 475 años; y resulta incluso útil, para ser usado como una función de Green empírica, y/o real, para generar sismos de mayor tamaño sintéticos escalados a partir de esquema de sumatorias de fases con distribuciones de probabilidad.

Siendo así, se puede considerar que, el sismo de Quetame registrado en el piedemonte llanero de la cordillera oriental de los Andes colombianos, durante el 24 de mayo de 2008, representó un enorme laboratorio de la naturaleza real acerca de la amenaza sísmica sobre Bogotá, y resulta ser, a la sazón, el sismo más indicado, y más registrado en instrumentación, como para notificar situaciones tempranas de vulnerabilidad, que ante siniestros de mayor tamaño establecidos en escenarios propuestos para el diseño de edificaciones, pueden desencadenar crecimientos apreciables del riesgo sísmico en la ciudad.

Desde el sitio del epicentro del sismo de Quetame hasta las inmediaciones de Bogotá existieron solo 40 km., y 26 estaciones de la RAB, registraron las señales sísmicas derivadas del sismo triaxialmente. La ubicación de la red de acelerógrafos de Bogotá se puede observar en la Figura 5. En la misma figura se presentan algunas de las 78 señales del sismo en la cual se aprecia la marcada diferencia de la respuesta del suelo en diferentes lugares de la ciudad. De forma comparativa, en las zonas en donde el estrato de suelo rocoso se presenta en la Capital, como en la estación construidas por los Jesuitas en el «*Colegio San Bartolomé-La Merced*», la fase intensa de la señal tuvo una duración del orden de 15 segundos, y en las zonas en donde se tienen suelos con propiedades mecánicas de rigidez bajas y con profundidades de estratos elevadas, la duración de la fase intensa de la señal fue cercana a los 90 segundos.

Silva, [25], donde se observan, desde periodos muy cortos, del orden de $\frac{1}{2}$ de segundo en los cerros tutelares del occidente y Suba, hasta periodos superiores a los cinco segundos en las zonas más bajas de la Sabana de Bogotá, donde existen depósitos profundos.

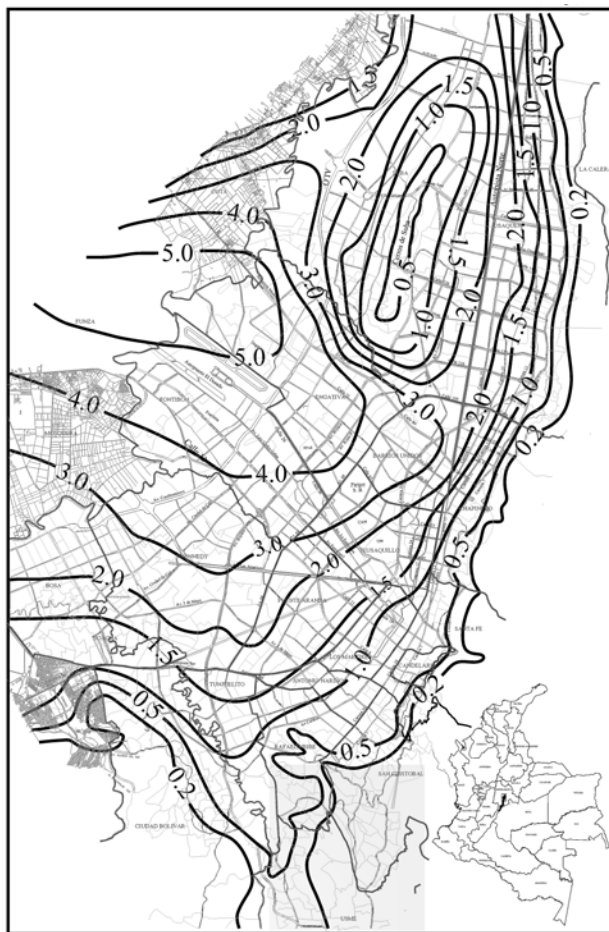


Figura 6: Periodos dominantes del suelo en la ciudad de Bogotá D.C., [25]

3 Consideraciones de orden práctico para la investigación

Antes de presentar la investigación realizada y los resultados encontrados es necesario hacer algunas consideraciones de orden práctico para poder dilucidar, tanto el enfoque como los objetivos planteados, en un marco claro que permita evaluar las limitaciones relacionadas que establecen las incertidumbres asociadas. En primer lugar, **en cuanto a las limitaciones reglamentarias actuales** se tiene:

(1) El análisis y diseño convencional que realizan los ingenieros la mayoría de las veces es lineal y obedece a una estimación de la rigidez a partir del cumplimiento de una deformación para una fuerza inercial extraída del espectro de respuesta de aceleraciones absolutas y la masa del sistema. A su vez, la resistencia se evalúa también partir de un análisis elástico (en realidad lineal equivalente), pero con las fuerzas inerciales reducidas por concepto de un factor de reducción de resistencia R que presupone un comportamiento inelástico, bajo la premisa infame, [34], pero discutible, de que las deformaciones en el régimen lineal son las mismas que en el régimen no-lineal bajo el mismo nivel de cargas. Esto se denomina: «*Principio de iguales deformaciones*», y nunca ha habido garantía plena de que se cumpla en todas las edificaciones construidas; y en condiciones de suelo blando, parece ser que el asunto se aleja más de las premisas establecidas.

Ahora bien, la reducción de resistencia lateral debido al comportamiento inelástico de la estructura, denominada comúnmente: «Factor R », está definida como el cociente de la demanda de resistencia lateral elástica, F_e , ($F_e = mS_a$), entre la demanda de resistencia lateral inelástica asociada a una demanda de ductilidad prescrita F_y . Para un evento dado y una demanda de ductilidad máxima tolerable, el problema consiste en calcular la resistencia lateral inelástica $F_y(\mu = \mu_i)$, que debe tener la estructura para evitar que la demanda de ductilidad μ_i sea mayor que la prescrita μ . Esto quiere decir que si la estructura tiene menor resistencia F_y , la demanda de ductilidad μ será mayor que la admisible. Siendo así, de forma generalizada, el factor R resulta de $R = F_e/F_y$, pero lo necesario en estos casos es evaluar la resistencia del sistema en condición inelástica, F_y , de la forma $F_y = F_e/R$. Se ha encontrado que en análisis contra el tiempo de registros las premisas descritas previamente se cumplen de forma aproximada en algunos casos, pero en análisis espectrales no, por cuenta únicamente del uso de los valores máximos absolutos que traen

los espectros de respuesta.

La Figura 7 muestra el diagrama fuerzas-desplazamiento de las edificaciones diseñadas para condición lineal y para condiciones no-lineales de sistemas elastoplásticos diseñados bajo la premisa de iguales desplazamientos, [34]. De esa manera, los factores de reducción de resistencia, R , fueron diseñados para garantizar en un sistema una demanda de ductilidad preescrita para un desplazamiento máximo; por eso el resultado del proceso resulta ser un valor de resistencia por unidad de masa, F_y , para diferente nivel de ductilidad. Cuando los factores R son más grandes, no es que existan más desplazamientos inelásticos, más bien, existirá un alcance más prematuro de la resistencia F_y , y el sistema entrará en condición plástica para deformaciones más tempranas, generando una mayor demanda de ductilidad μ ; entendiéndose ductilidad como la relación entre los desplazamientos inelásticos, D_i , y los desplazamientos elásticos, D_y , que se presentan asociados al momento del alcance de la resistencia F_y , por medio de la rigidez del sistema, k , de la forma: $D_y = F_y/k$.

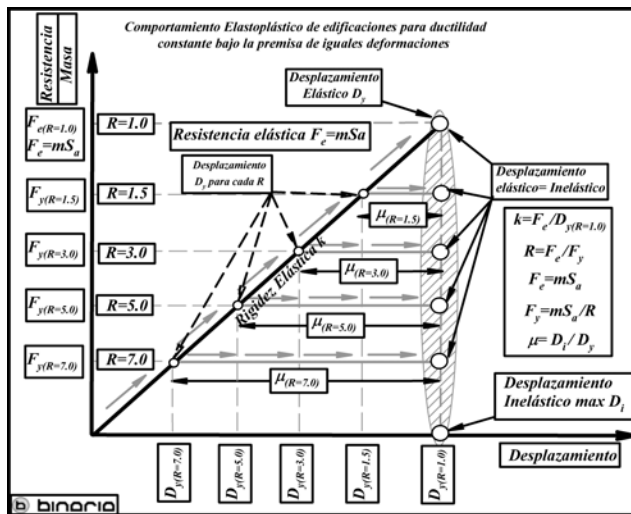


Figura 7: comportamiento mecánico elastoplástico en que se basa el principio de iguales deformaciones del diseño sísmico actual.

Desde principios de los años 1960, Nathan Mortimore Newmark y Anestis Veletsos, [34], reconocieron el efecto no lineal de las estructuras durante sismos

intensos de forma cuantitativa; lo anterior se debió a la pregunta de por qué las estructuras se mantenían en pie a pesar de haber sido diseñadas para resistir menores demandas a las solicitadas. Desde entonces se reconoce la reducción de los espectros elásticos de aceleración absoluta para obtener las resistencias de diseño que generarán una demanda de ductilidad prescrita μ_i , teniendo un cierto comportamiento asociados a un estado límite.

Todo avance sobre factores de reducciones que se ha realizado se fundamenta en las premisas básicas de sistemas elasto-plásticos con una cierta demanda de ductilidad y el principio de iguales deformaciones entre el rango elástico y el inelástico.

Esto es fundamental porque más adelante veremos la importancia extrema que toma. Normas de construcción como las colombianas les colocan nombres exóticos a esos factores de reducción de resistencia; como por ejemplo: «*coeficientes de disipación de energía*», haciéndolos ver como positivos y favorables; e incluso, a las edificaciones con alto valor de R se les denominan falazmente: «*estructuras con capacidad especial de disipación de energía*». La verdad es que disipación de energía sí hay, pero por medios histeréticos, infligiendo daños a la edificación, de tal suerte que, entre mayores son los valores del factor de reducción R , mayores serán los daños residuales. Disipan energía sí, pero autodestruyéndose. Esas resistencias evaluadas a partir del espectro elástico de aceleraciones absolutas y del factor R son las que se usan también en chequeos de cimentación para verificar el cumplimiento de esfuerzos sobre el suelo, así como estabilidad global al vuelco de una estructura. Si el suelo es muy deficiente, como en el caso de Bogotá, donde los espectros tienen demanda sísmica en periodo largo, solo el uso indiscriminado de altos valores de factores de reducción de resistencia, R , hace que se cumpla con control de esfuerzos y deformaciones -en el papel claro- en los diseños de edificaciones elevadas y pesadas sobre suelo blando.

(2) Los espectros de respuesta, que para casos inerciales resultan ser de aceleraciones absolutas para un amortiguamiento fijo, resultan de los máximos absolutos instantáneos, valores únicos que no reflejan la evolución temporal de los fenómenos de degradación que, como se ha comprobado, tienen fuerte influencia en el daño residual de las edificaciones sometidas a eventos sísmicos. Las edificaciones, todas, se diseñan con fuerzas inerciales que son una reacción al movimiento en la base, y que se fundamentan en la aplicación de la segunda Ley de Newton en sistemas inerciales que viajan muy por debajo de la veloci-

dad de la luz: Fuerza Inercial (F_e) = Masa (m) \times Aceleración Absoluta (S_a); $F_e = mS_a$.

(3) Los espectros de diseño son espectros de respuesta, pero no de un registro particular, sino que más bien, resultan de la combinación de las tasas de excedencia de magnitudes de fuentes sísmicas, que en ocasiones tienen mucha incertidumbre, con una relación de la atenuación de la energía sísmica con la distancia, que tiene, incluso, mayor incertidumbre; para de esa forma, conformar la tasa de excedencia de la aceleración máxima del terreno, que es el número de eventos por unidad de tiempo en el que se presenta el valor esperado, cuyo inverso resulta ser: «*el periodo de retorno*». Mientras la aceleración del terreno, A_{max} , sí cumple con la tasa de excedencia, el espectro de respuesta no, porque el espectro de diseño tiene una forma generalizada que no garantiza la tasa de excedencia constante en cada periodo estructural [9].

(4) La nueva norma NSR-10, en cuanto al diseño sísmico se refiere, obedece a una adaptación al contexto local del documento ATC-63 (Applied Technology Council), [8], con aspectos puntuales del NEHRP, (National Earthquake Hazard Reduction Program), [22] y [23]; como en su momento, la norma NSR-98 obedeció a la adaptación del ATC-19, [6]; y más primigeniamente, el código CCCSR-84, [17], fue la adaptación del ATC 3-06, [5]; y aunque se muestren como documentos innovadores, la verdad es que la forma y filosofía de abordar el problema sigue siendo, en esencia: la misma, por lo que ventajas y falencias se mantienen.

Para consideraciones de diseño específico de edificaciones en esta investigación se tiene que:

(1) Las edificaciones diseñadas en esta investigación obedecen, todas, a una planta típica de una estructura estudiada en los años de la década de 1990, para hacer los balances económicos de las edificaciones diseñadas con la norma NSR-98, [20]. En ese sentido, es posible comparar los resultados de esta investigación con análisis previos, y notificar diferencias a partir de un esquema básico de referencia. Las edificaciones de planta constante para comparación resultan ser perfectamente simétricas, no tienen irregularidades en altura ni en planta, no tienen reducción de secciones con la altura, cambios de materiales o sus propiedades, o acaso defectos como columnas cortas, golpeteo con vecinos o pisos bajos débiles. Corresponden, más bien, a edificaciones ideales que en la realidad son difíciles de encontrar, pero que se usaron en esta investigación,

tanto para fines de comparación, como para fines de evaluación del impacto real de la nueva normativa ([20] y [19]) en el diseño de las edificaciones de Bogotá, y no del impacto de los defectos eventuales en el comportamiento y desempeño estructural.

(2) Aunque algunas de las edificaciones se diseñaron en las condiciones de suelo blando de Bogotá y varias de esas edificaciones tienen masas y rigideces apreciables, *i.e.*, altura importante, que tienen fuerte relación de impedancia entre suelo y estructura, los fenómenos de interacción inercial y cinemática entre el suelo blando y las estructuras masivas no fueron involucrados en el análisis de las edificaciones sometidas a los registros del sismo de Quetame. Los efectos cinemáticos e inerciales provocados entre una estructura y el suelo subyacente, debido a su flexibilidad, modifican los principales parámetros dinámicos del sistema suelo-estructura, así como las características del movimiento del terreno en las vecindades de la cimentación. La interacción inercial provoca alargamiento en el periodo del sistema suelo-estructura, incremento del amortiguamiento global del conjunto suelo-estructura, y cambios en la demanda de ductilidad μ , con respecto a los valores que se tendrán en una estructura sobre base rígida. La interacción cinemática afecta sólo al movimiento incidente, reduciendo la traslación e induciendo cabeceo y torsión en la cimentación a la vez que filtra los componentes de alta frecuencia de la excitación. Para estructuras esbeltas este efecto puede llegar a ser importante por cabeceo y efectos $P - \Delta$.

Los resultados experimentales y los analíticos también, muestran que la principal consecuencia del efecto de interacción sobre la demanda de ductilidad es su reducción; aspecto negativo para quienes están esperando que el edificio se agriete aplicando factores de reducción de resistencia elevados. Como las edificaciones se diseñaron sobre base fija, tampoco se analizó la estabilidad global de la edificación al vuelco global, que en los suelos de Bogotá y con pilotes cortos establecen un escenario de daño no contemplado, pero que hace parte trascendental del comportamiento cuando existen edificaciones elevadas, esbeltas y pesadas desplantadas sobre suelo blando, donde se pueden generar movimientos de baja frecuencia y larga duración.

(3) A pesar de que con la reglamentación actual y vigente, [20], es posible multiplicar las derivas (*i.e.*, distorsión de entrespiso) de diseño por un factor de 0.7 siempre y cuando se use el parágrafo A.6.4.1.2 del Decreto 926 de 2010, que menciona: «*Cuando se haya efectuado un análisis inelástico verificando*

el desempeño de la totalidad de los elementos estructurales en un rango de desempeño no mayor a Protección de la Vida (LS, según los requerimientos del ASCE 31 y ASCE 41), las derivas pueden multiplicarse por 0.7 antes de hacer la comparación con los límites dados en la tabla A.6.4-1», en esta investigación no se usó esa consideración, a pesar de que se pudo hacer, porque en los diseños, con análisis inelásticos hechos con respecto a los espectros de la Norma, no se superó ese estado límite denominado: «LS, Life Safety».

En otras palabras, siguiendo la nueva Norma NSR-10, [20], la deriva se puede volver: $1.0/0.7 = 1.41\%$, cercano al 1.5% del CCCSR84, [17], usando el párrafo del caso. Los documentos ASCE 31, [2], y ASCE 41, [3], (adaptaciones de [22] y [23]) se llaman: «*Seismic Evaluation of Existing Buildings*» y «*Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*», y son varios los autores ([39] y [37]), que mencionan que estos documentos: «*o bien subestiman las fuerzas inerciales para sistemas con modos superiores participativos apreciables, o por otro lado, brindan falsas sensaciones de seguridad*».

(4) A pesar de que mediante un estudio de sitio de evaluación de amenaza sísmica es posible reducir, aún más, los espectros de diseño de la microzonificación de Bogotá, [19], por un factor de 20% si se siguen los lineamientos del artículo 7 del Decreto 523 de 2010, en esta investigación no se usó esta consideración. Siguiendo lo anteriormente mostrado en la Figura 2, con el uso de este artículo reglamentario y vigente, las reducciones de ordenadas espectrales de aceleraciones absolutas S_a , con respecto a valores previos, [18], pueden superar el 70% en periodos estructurales altos, y 40% en periodos bajos. Variaciones de esta índole impactan fuertemente la asignación de rigidez de las edificaciones proyectadas.

(5) Los registros utilizados en el análisis corresponden a los reales tomados por la RAB sin ningún tipo de modificación, ni de amplificación, eso quiere decir que lo analizado corresponde a la respuesta de un sismo que ya pasó, para las edificaciones que se vienen en los próximos tiempos en Bogotá por cuenta de la nueva Norma de construcciones, [20], desde su entrada en vigencia a mediados de diciembre de 2010. En ese sentido esta investigación trata de corroborar eventuales diseños, bastante ideales, bajo norma vigente, [20], y sin defectos de por medio, ante una demanda sísmica, no amplificada, acaecida y registrada en dos docenas de instrumentos de precisión de la RAB.

El evento ocurrido fue de magnitud local 5.7 aproximadamente a 40 km.

de distancia epicentral; mientras que el escenario de diseño contemplado en el estudio del FOPAE (2010), [24], establece una magnitud del orden de 7.0 a distancias similares. Como las escalas de magnitud y las relaciones de atenuación de la energía tienen variaciones logarítmicas, pasar de 5.7 a 7.0 en magnitud, puede significar más que quintuplicar la aceleración, duplicar la duración y escalar, por miles, la energía liberada en terreno firme.

(6) Dos de las tres edificaciones diseñadas en este trabajo de investigación tuvieron más de 10 pisos de elevación, y a pesar de que existe una nueva forma de calcular la deriva de pisos altos, que otorga resultados menores que los previos establecidos en la NSR-98, para edificios de más de 10 pisos (párrafo A.6.3.1.3 del Decreto 926 de 2010, [20]), en esta investigación no se usó esta consideración por considerarla excesivamente ventajosa para el diseño de estructuras altas sobre suelos blandos, como es el caso de las estructuras diseñadas en este trabajo.

Este párrafo reduce las exigencias para fines de asignación de rigidez en las edificaciones más elevadas e importantes, donde más patrimonio y personas se concentran; esto va en contravía tanto de premisas básicas de la buena práctica de la ingeniería, así como de principios orientadores de la confiabilidad estructural que gobiernan códigos de este tipo ([20] y [5]).

(7) Las edificaciones diseñadas, en su totalidad, fueron de concreto reforzado, y una variable fundamental en la asignación de la rigidez, y por ende, del tamaño de las secciones de soporte, resulta ser el *Módulo de Elasticidad del Concreto*, E . Parámetro no-lineal y elusivo que es de una importancia enorme en la asignación de la rigidez y el control de las deformaciones. Para terminar de consolidar la influencia, el Módulo hace parte integral, y lineal, de la matriz de rigidez de cualquier edificación que se diseña y construye.

El resultado de lo anterior conduce a la inobjetable realidad de que, cualquier incremento del Módulo de elasticidad representa una reducción en la misma proporción y de forma lineal de los desplazamientos y derivas alcanzadas, conllevando a secciones de soporte más pequeñas. A nivel de vigas, el incremento del Módulo hace cumplir más fácilmente el control de deflexiones y la consecuencia son vigas y luces más largas que desarrollan, por condiciones geométricas, articulaciones más prematuras en edificaciones con menos ejes de soporte y de menor redundancia estructural.

Desde hace algún tiempo se viene efectuando la recopilación de datos de

Módulo de Elasticidad de Concreto así como de la resistencia a los 28 días, f'_c , para la ciudad de Bogotá. En la muestra estadística se incluyen los resultados de ensayos efectuados sobre cilindros estandar (de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura) así como sobre núcleos extraídos de estructuras existentes con diámetros variables entre 50 mm y 76 mm pero con relación alto a diámetro de 2.0 tal como lo estipula la Norma Técnica de Referencia. Para conformar probablemente la más grande base de datos al respecto en Bogotá, se acudió a los datos de las siguientes referencias: Cortes *et ál.*, (1995), [15], (760 datos), reportes de ensayos del *Laboratorio de Pruebas y Ensayos del Departamento de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Javeriana de Bogotá* (510 datos entre los años 2002 a 2011), [12], (348 datos), Díaz *et ál.*, (2004), [21], (41 datos), para un total que supera los 1600 ensayos del parámetro, solo en la ciudad de Bogotá D.C.

Es importante mencionar que el laboratorio mencionado anteriormente, así como el ensayo específico de evaluación del Módulo, se encuentran acreditados por la Superintendencia de Industria y Comercio de la República de Colombia. De igual forma, los datos provienen indistintamente de todas las concreteras de la ciudad, que a su vez operan con agregados de varias canteras aprobadas para explotación por parte de la Corporación Autónoma Regional y la Secretaría de Ambiente de la ciudad; éstas trabajan también con cementos disímiles entre sí.

En la Figura 8 se observa de forma gráfica el resultado consolidado de la totalidad de los datos recabados de ensayos de Módulo de Elasticidad de concretos de Bogotá. Los histogramas en cada sentido indican la frecuencia de ensayos para diferentes resistencias, pesos específicos y módulos de elasticidad. Lo encontrado muestra que la mayoría de ensayos oscilan entre 200 y 350 kgf/cm^2 de resistencia, 120.000 y 200.000 kgf/cm^2 de Módulo de Elasticidad, y 2.200 a 2.300 kgf/m^3 de peso específico de los cilindros de concreto ensayados según Norma. Con valores medios estimados en 280 kgf/cm^2 , 175.000 kgf/cm^2 y 2.250 kgf/m^3 , respectivamente.

En la gráfica central de la Figura 8 se observan las estimaciones analíticas que por Norma se le aplican a las resistencias obtenidas antes y ahora. Lo evaluado muestra que la estimación de Módulo de Elasticidad de la Norma previa, la NSR-98, ya se encontraba sobreestimando la situación por encima de valores medios, o cuando menos aquellos considerados como prudentes, ya que más del 50 % de los datos experimentales se encontraba por debajo de la

estimación analítica. En confiabilidad estructural eso se denomina: «*estar del lado de la falla probable*» porque más de la mitad de los resultados están por encima del denominado: «*valor esperado*».

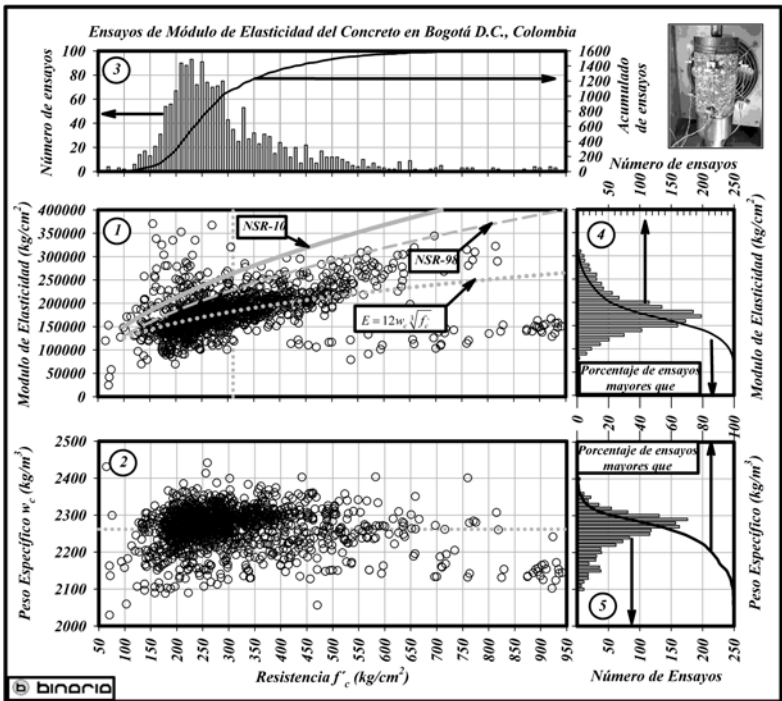


Figura 8: Registros de ensayos de Módulo de elasticidad del concreto en Bogotá.

A pesar de lo anterior, la nueva norma NSR-10 [20], incrementó -más- la estimación del Módulo de Elasticidad E a partir de resultados de la resistencia, haciendo que más del 85 % de la muestra de la base de datos se encuentre por debajo de la estimación analítica de Norma. Estadísticamente lo anterior conduce a una sobreestimación sistemática del parámetro, donde en promedio, más de 4 de cada 5 veces se estaría sobrevaluando la variable del Módulo de Elasticidad, en Bogotá por lo menos, llevando a una reducción del tamaño de las secciones y la consecuente reducción de la rigidez de la estructura.

La rigidez de una sección está gobernada por sus dimensiones y el Módulo; por eso, si el Módulo es más grande debido a una sobreestimación, necesaria-

mente las secciones serán más pequeñas. Como rigidez y resistencia están indefectiblemente ligadas a las dimensiones de las secciones que establecen el par resistente, entonces la resistencia real, más no la estimada, resulta ser menor también.

La densidad de los concretos de la muestra ensayados se mantiene entre 2.000 kgf/m^3 y 2.500 kgf/m^3 , tal como se muestra en la Figura 8 en el gráfico más bajo. Los histogramas de frecuencias para la resistencia, el Módulo de elasticidad y el peso específico de la base de datos, también se observan en la Figura 8. Obsérvese que los datos de resistencia están concentrados entre los 200 kgf/cm^2 y los 350 kgf/cm^2 aunque en la muestra estadística se cuenta con resistencias variables desde 20 kgf/cm^2 hasta 820 kgf/cm^2 . Los valores más bajos de resistencia y Módulo corresponden a ensayos efectuados sobre concretos de sistemas industrializados a edades tempranas (Véase a Díaz *et ál.*, (2004), [21]).

Los ensayos con resistencias más altas corresponden a núcleos de concreto extraídos de puentes vehiculares ensayados en el Laboratorio de Pruebas y Ensayos del Departamento de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Javeriana de Bogotá. Por su parte, los datos del Módulo de elasticidad del concreto E están concentrados entre los 150.000 kgf/cm^2 y los 200.000 kgf/cm^2 aunque se cuenta con datos entre 24.000 kgf/cm^2 y 350.000 kgf/cm^2 .

La estimación analítica del Módulo de Elasticidad del Concreto se ha hecho desde hace unos 50 años de una forma similar, siguiendo los lineamientos establecidos por A. Pauw (1960), [35], que formuló una relación entre Módulo de Elasticidad E y la resistencia del concreto, f'_c , por medio de una expresión con la forma: $E = a_1 \sqrt{f'_c}$. De manera general, el parámetro a_1 dependía del peso específico del concreto a una potencia de $\frac{3}{2}$ y de una constante a estimar por medio de mínimos cuadrados. En Colombia, cuando las unidades son de bares (*i.e.*, kgf/cm^2) la constante a_1 toma valores entre 10.000 y 15.000. En el código CCCSR-84, [17] la constante a_1 era 12.000, en la NSR-98 la constante a_1 llegó al valor de 13.000 para concretos con agregados de origen sedimentario, y en la NSR-10, [20], el valor de a_1 se incrementó 20 % más hasta valores cercanos a 15.000 para los mismos concretos que se pueden usar en la ciudad de Bogotá. Lo anterior va en contravía de la información de laboratorio certificado recabada en la zona durante décadas.

En la Figura 8 se muestran, junto a los datos evaluados experimentalmente, las tendencias de las sugerencias de la NSR-98 y la NSR-10 para evaluar el Módulo de Elasticidad a partir del f'_c . Si la situación en la NSR-98 estaba ya por encima, el incremento en la NSR-10, a la luz de la base de datos de resultados experimentales, se muestra inexplicable y en contra de principios orientadores de la confiabilidad estructural, que rigen los índices de formato invariante de segundos momentos de códigos como el ATC-63, [8], o el ACI-318, que la NSR-10 sigue en temas de confiabilidad casi que taxativamente. Con las propuestas de las nuevas normas, para concretos de vigas con resistencias de 210 kgf/cm^2 , se pueden tener módulos del concreto por encima de 200.000 kgf/cm^2 , cuando se ha encontrado de la muestra estadística que solo cerca del 15 % de los concretos obtuvo valores de ese orden.

Si con la no despreciable muestra de un par de miles de datos experimentales de solo concretos de la ciudad de Bogotá, se realizan análisis estadísticos para encontrar la mejor aproximación analítica que brinde el menor error y sesgo nulo en la estimación del Módulo con respecto a los datos experimentales, entonces es posible construir la Figura 9 que tiene dos graficas: la parte superior **(a)**, que estima *el error* en términos del promedio del cociente de los logaritmos naturales entre lo estimado y lo registrado, y la parte inferior **(b)**, que estima *el sesgo* como la sumatoria de las diferencias del cociente de los logaritmos naturales entre lo registrado y lo estimado.

El error es la diferencia neta entre estimado y registrado; entre mayor sea más alejado es lo estimado con respecto a lo registrado. A su vez, el sesgo muestra qué tanto sobreestima o subestima la estimación analítica con respecto a lo registrado. Cuando el sesgo tiende a ser nulo la aproximación analítica no sobre o subestima en todo el rango de uso de la variable, resultando ser una situación ideal; valores negativos de sesgo muestran sobreestimación, y positivos subestimación. La mejor solución de estimación es la que resulta de la dualidad estadística de menor error y sesgo nulo. Para el caso, siguiendo principios de minimización no-lineal, se buscaron mediante análisis de sensibilidad todas las combinaciones posibles de estimación a partir de la función básica: $E = a_0 + a_1 \sqrt{f'_c}$.

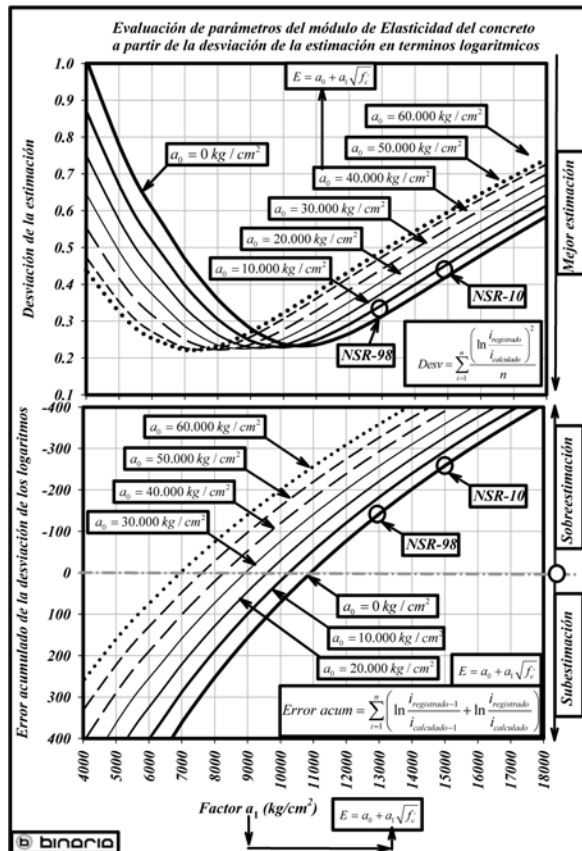


Figura 9: Estimación de mínimos cuadrados para coeficientes de Módulo de Elasticidad de Concreto en Bogotá D.C.

La constante a_0 se ha colocado como valor inicial para que, cuando se use un valor de a_1 bajo, en la búsqueda de no sobreestimar los Módulos en grandes resistencias, el valor de Módulo en bajas resistencias no sea muy reducido, teniéndose valores admisibles en ese rango sin sobreestimación del Módulo en las grandes resistencias como ocurre actualmente, donde la estimación del Módulo se dispara sorprendentemente después de resistencias de 350 kgf/cm^2 .

Cuando el valor del módulo se calcula usando a_0 nulo, [1], la aproximación se transforma en la clásica expresión de Pauw (1960), [35], que se hace comparable con las estimaciones de las normas de construcción de Colombia,

previas y actuales. En la parte superior de la Figura 9 se observa la estimación del error entre lo estimado para el Módulo de Elasticidad del concreto con respecto a lo registrado en la base de datos experimental y para todas las combinaciones de los parámetros a_0 y a_1 . Como se mencionó, los menores valores son los más ideales y encontramos que cuando $a_0 = 0$, los valores de a_1 para obtener el menor error con respecto a la base de datos, es de cerca de 10.500; mientras que la NSR-98 con 12.500 tiene un mayor error y la nueva NSR-10 mayor todavía, tal y como se observa en la parte superior de la Figura 9.

El valor de 10.500 para a_1 no resulta ser muy bajo; de hecho, es el usado en el Código de la Ciudad de Guadalajara en México, mientras que el valor de 15.000, es usado en el código de México D.F. (RCDF), donde elaboran los concretos con agregados ígneos de origen basáltico, de elevado peso específico, que fueron depositados en la zona por antiguas erupciones del Volcán Xitle. Los agregados bogotanos de las canteras de origen sedimentario están muy lejos de esa situación y la base de datos experimental lo corrobora numéricamente de forma incontrovertible. La parte baja de la Figura 9 muestra el sesgo de todas las aproximaciones por medio de un análisis de sensibilidad de los parámetros a_0 y a_1 . Como se mencionó, en este caso lo ideal es tener el valor de cero sesgo donde no hay sub o sobreestimación de lo calculado con respecto a lo registrado. En el caso de $a_0 = 0$, se puede notar la situación de sobreestimación sistemática de la NSR-98, situación que con la NSR-10, [20], se volvió más dramática, llegando a sobreestimar el valor del módulo en Bogotá en más del 40 % para algo así como 4 de cada 5 muestras.

Como se mencionó, en el caso de Bogotá, para concretos elaborados con agregados de origen sedimentario, los cuales son todos en esta ciudad porque las canteras locales tienen ese origen, el Módulo de Elasticidad, E , según el parágrafo C.8.5.1 del Decreto 926 de 2010, [20], sufrió un incremento de 20 %, desde $E = 12,500\sqrt{f'_c}$ hasta $E = 15,000\sqrt{f'_c}$ (en unidades de Bares, kg/cm^2). En esta investigación no se usó esa consideración ya que los trabajos locales previos mencionados con concretos de la ciudad mostraron de forma sistemática que los módulos reales resultan ser menores que los estimados por la nueva Norma, [20], que usa límites superiores de la muestra donde la mayoría de los resultados experimentales se encuentran por debajo. Esto, otra vez, resulta contrario a sanas prácticas de la Ingeniería que deben garantizar confiabilidad buscando valores medios, o incluso, límites inferiores de muestras

estadísticas con elevada variabilidad. Por tal motivo, en esta investigación se mantuvieron los Módulos de Elasticidad del concreto iguales a los estipulados en la Norma previa, la NSR-98, que eran más representativos, aunque todavía mayores, a los que resultarán con límites de confiabilidad aceptables de la muestra estudiada.

(8) De todo lo anterior se colige que en éste trabajo de investigación se tuvo en cuenta, de forma directa a nivel reglamentario, solamente la reducción de la amenaza sísmica que por concepto de los Decretos 926, [20], y 523 de 2010, [19], se aplica a las nuevas edificaciones diseñadas en la ciudad para condiciones de Piedemonte y de suelo blando; sitios donde la demanda inmobiliaria está impulsando la construcción de edificaciones de todo tipo, incluyendo recientemente, la construcción de edificaciones elevadas sobre suelo blando de la ciudad, que hasta hace pocos años no era posible de desarrollar, pero que por concepto de nuevas técnicas de construcción que garantizan más rigidez y reducciones de ciertos parámetros en la reglamentación, empiezan a poblar la ciudad con cantidades elevadas de patrimonio y vidas de forma concentrada.

Desde ese punto de vista, esta investigación se enfoca en una variable: *«la amenaza sísmica»*, para después, en investigaciones posteriores, determinar la influencia de las otras variables no establecidas en este caso. Haber mezclado todas las variables de forma simultánea hubiera eventualmente conducido a un resultado incierto, donde no se conocía a ciencia cierta cuál variable influía más. Sin embargo, una cosa es cierta, todas las consideraciones no tomadas en cuenta en esta investigación, sí se pueden hacer de forma simultánea y bajo el marco legal vigente, por lo que la situación al respecto puede estar en condiciones de mayor vulnerabilidad al mostrado aquí, donde se usó una sola de las variables reducidas por Norma recientemente ([20] y [19]).

4 Edificaciones y modelación no lineal de las edificaciones

Debido al interés del estudio de utilizar la nueva norma sismo resistente NSR-10, [20], que para el momento de la realización de esta investigación, tenía menos de un año de haber sido reglamentada mediante Decreto 926 de 2010, no se utilizaron edificaciones reales ya construidas, sino que se diseñaron 6 edificaciones nuevas de diferentes alturas de acuerdo con los requisitos de diseño de la NSR-10. Adicionalmente, se utilizaron los espectros de diseño de

dos zonas de la microzonificación sísmica de Bogotá según FOPAE (2010), [19], establecida mediante Decreto 523 de 2010. La zona «*Piedemonte-B*» que tiene la aceleración espectral máxima, S_a y un ancho de plataforma pequeño (relativo a espectros cercanos a roca o de roca), y la zona «*Lacustre-500*» que tiene la menor aceleración espectral máxima y la plataforma más ancha de toda la microzonificación (Véase la Figura 2). El factor de reducción de resistencia, denominado en la NSR-98 como factor «*R*» para la evaluación de la resistencia F_y (que algunos llaman: *fuera sísmica*) usado fue de 5.0, que no fue modificado por ningún factor de irregularidad, y que resulta valor clásico en ambientes de diseño para edificaciones nuevas.

Se escogieron estos dos espectros de respuesta para las zonas mencionadas ya que pueden representar la respuesta sísmica del suelo de Bogotá en zonas con poco espesor de suelo (Piedemonte), y en zonas con un gran espesor de suelos blandos (Lacustre). La primera, la zona del piedemonte, presenta un espectro de respuesta con aceleraciones espectrales altas en la plataforma inicial y con contenidos frecuenciales altos; por su parte el otro espectro, el de suelos blandos profundos, presenta aceleraciones un poco más pequeñas y contenido frecuencial bajo, influenciado por la respuesta del suelo que hace decrecer las aceleraciones absolutas e incrementar los desplazamientos relativos.

Ambas zonas están siendo continuamente pobladas por edificaciones de todo tipo ya que pocas limitaciones en altura aplican y los edificios diseñados bien pueden proyectarse en la actualidad y el futuro bajo el marco legal vigente. También, se diseñaron edificios de tres alturas diferentes: 15m (5 pisos), 36 m (12 pisos) y 60 m (20 pisos), y para cada altura, se diseñó un edificio a partir del espectro de «*Piedemonte-B*» y otro con el espectro de «*Lacustre-500*» de la zonificación de respuesta sísmica para el diseño sismo resistente de edificaciones de Bogotá de 2010: Decreto 523 de 2010.

Para facilitar los análisis comparativos se utilizó la misma planta típica para las 6 edificaciones, adaptada de la planta típica usada por la referencia [26], tal y como se muestra en la Figura 10. De esta planta estructural se utilizaron las mismas distancias entre apoyos (luces), pero se modelaron las edificaciones con losa aligerada en una dirección por lo que todos los edificios tienen pórticos cargueros y no cargueros. Los demás cambios entre la planta típica de la referencia [26] y las diseñadas, son las dimensiones de los elementos estructurales que variaron de edificio en edificio de acuerdo con las solicitudes de las combinaciones de carga y requisitos de derivas estipuladas en

la norma de construcción sismo resistente NSR-10, [20], sin hacer uso de las consideraciones explicadas en el numeral 3 de este artículo.

Un aspecto inicial a reconocer es que, solo con la nueva microzonificación sísmica de la ciudad, [19], fue posible diseñar edificios de 20 pisos completamente aporricados y sin muros estructurales de por medio en las zonas de suelos blandos; algo que no se podía hacer antes porque no se cumplía con requisitos de rigidez, que provenían de una reglamentación más exigente en este tipo de edificaciones y sobre ese tipo de suelos. Una vez diseñados los edificios de acuerdo con los requisitos de diseño de NSR-10 y la zonificación de respuesta sísmica, estos fueron modelados, en el régimen lineal, en el programa por elementos finitos SAP2000[©] nonlinear, [16], para verificar que se cumplieran los índices tradicionales que se encuentran relacionados con deformaciones y esfuerzos.

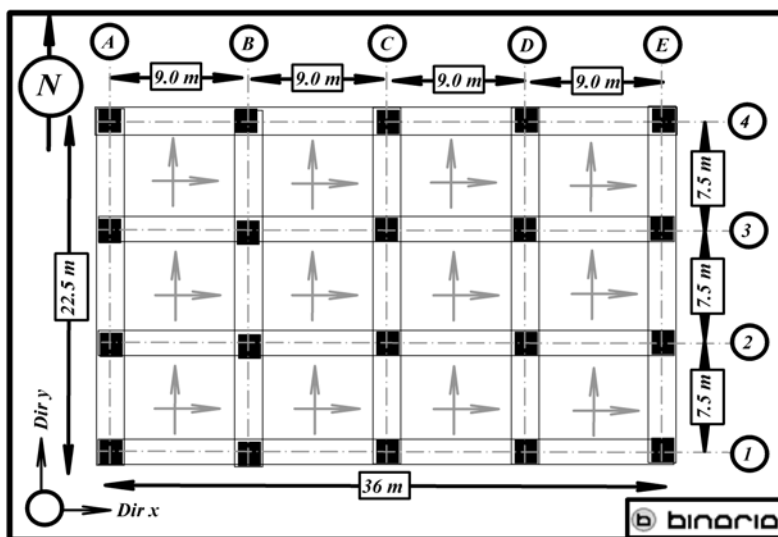


Figura 10: Planta típica de García (1996).

Adicionalmente, a partir de las secciones transversales obtenidas del análisis de resistencia y el refuerzo principal y transversal que se otorgó en cada sección para cumplir, se calcularon los diagramas momento-curvatura para todas las vigas y columnas de todos los sistemas de diferente altura. De la misma manera, se determinaron los diagramas de interacción biaxial para las

columnas utilizando el programa de análisis por fibras XTRACT[©], [28]; el resultado de lo anterior condujo al conocimiento pleno del comportamiento no-lineal a la rotación, con influencia de carga axial, de todas las secciones de vigas y columnas de los sistemas diseñados para cumplir con la nueva normativa. Para la construcción de los diagramas de momento-curvatura se usaron los conceptos desarrollados por Mander & Priestley (1998), [33], que resultan ser de aceptación mundial por la confianza en resultados verificados en laboratorios. El software usado para la evaluación de los diagramas momento-curvatura sigue estos planteamientos.

Así mismo, se utilizaron siempre modelos bilineales y elastoplásticos según las recomendaciones del ATC, [7]. Un ejemplo del comportamiento no-lineal de secciones que superan la resistencia se detalla en la Figura 11, donde se tiene la forma clásica del comportamiento a flexión no-lineal de secciones de concreto reforzado, así como las relaciones clásicas, extraídas de la teoría de Navier, entre curvatura, rotación y deflexión a partir de las integrales con las longitudes del caso. Para fines prácticos, esos diagramas deben ser simplificados siguiendo fidelidad al comportamiento original calculado. Se incluye también en la Figura 11 una imagen esquemática de las diferentes curvas *esfuerzo-deformación* usadas para evaluar el comportamiento del concreto en función del confinamiento que genera el refuerzo transversal así como las curvas *esfuerzo-deformación* usadas para el acero de refuerzo, que son clásicas de barras de acero colombiano.

Una vez obtenidas las relaciones Momento-Curvatura y diagramas de interacción en varios ángulos, se definieron las rúlas plásticas de los elementos con diagramas momento rotación bilinearizados y la rotación máxima fue limitada de acuerdo con lo estipulado en el ATC, [7]. Finalmente, para cada elemento estructural se definieron los niveles de desempeño o niveles de daño definidos en el ATC, [7] y fueron ingresados al programa de análisis de elementos finitos, para poder establecer los niveles de daño alcanzados por las edificaciones ante las sollicitaciones sísmicas de las señales derivadas de los registros acelerográficos del sismo de Quetame del 24 de mayo de 2008.

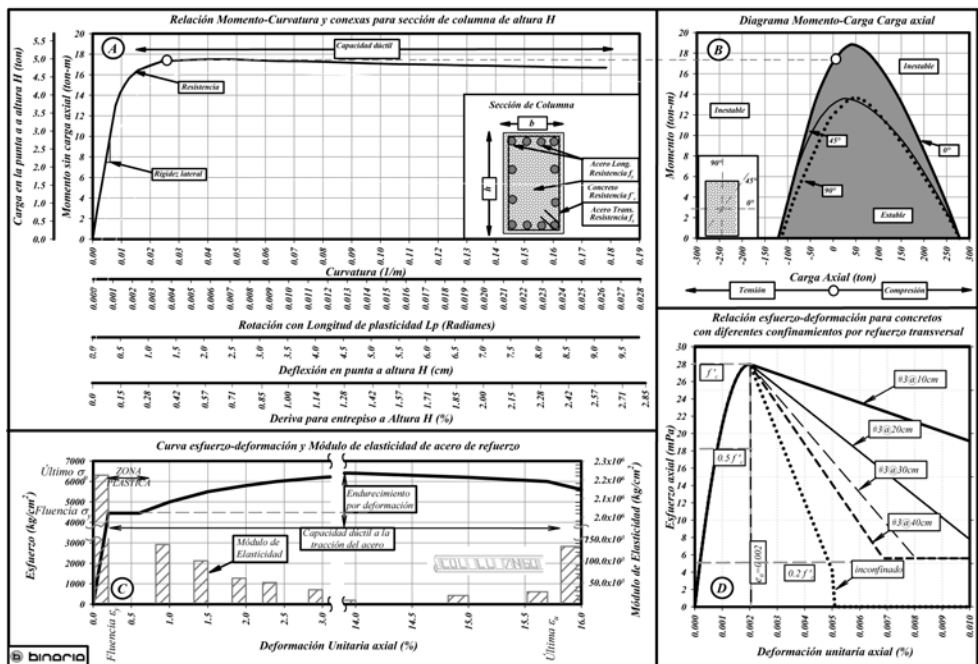


Figura 11: a. Ejemplo de diagrama momento rotación. b. Ejemplo de diagrama de interacción. c. Ejemplo de curva esfuerzo deformación usada para el acero de refuerzo. d. Ejemplos de curvas esfuerzo vs. deformación del concreto en función del nivel de confinamiento.

Los niveles de daño y estados límites asociados al ATC, [7], se muestran en la Figura 12 donde se observa el comportamiento global, que en ventanas emergentes, exhibe el comportamiento local de las secciones para una edificación que sigue un comportamiento clásico como es el de secciones de concreto reforzado sometidas a cargas crecientes; la figura muestra la evolución de las diferentes etapas de propiedades mecánicas bajo los desplazamientos desarrollados. Se muestran cuatro etapas clásicas de comportamiento mecánico definidas como: **(1) Etapa lineal elástica**, donde existe integridad absoluta de todos los elementos; **(2) Etapa de postfluencia**, donde algunos elementos alcanzaron resistencia y desarrollaron rótulas, existiendo integridad y seguridad todavía y teniendo la posibilidad de ser rehabilitada o reparada; **(3) Etapa de plasticificación** de muchos elementos, cuando ya muchos elementos han alcanzado la resistencia, algunos de ellos incluso vitales, generando daños permanentes y

en ocasiones irreparables, y (4), *Etapas de inestabilidad*, cuando la edificación tiene fuertes daños en muchos elementos vitales, sin posibilidad de reparación, encontrándose en las inmediaciones de un eventual colapso con pérdidas totales asociadas y con elevado riesgo para personas en su interior. Todas las etapas previamente mencionadas están separadas por los denominados: «*Estados Límites*».

Entre las etapas (1) y (2) el estado límite se denomina de «*ocupación inmediata*» que significa que inmediatamente después del sismo la estructura se puede habitar, sin embargo, son varios los elementos de la edificación que alcanzaron la resistencia formando rótulas. Idealmente si esas rotulas se presentan en vigas no hay mucho problema.

Entre las etapas (2) y (3) existe el estado límite de «*seguridad de vidas*» que significa que el edificio cumplió con el objetivo de proteger la vida de los ocupantes, haciéndose inhabitable por el momento mientras se investiga su real estado por el alcance de la resistencia de múltiples elementos que lo conforman y para evaluar si es necesario repararlo o incluso declararlo irreparable para tener que ser demolido por daños en elementos vitales.

Entre las etapas (3) y (4) existe el estado límite de «*prevención de colapso*» el cual muestra el punto a partir del cual la edificación ya no tiene posibilidades de brindar protección a sus ocupantes por haber alcanzado el límite de la resistencia en muchos elementos, algunos de los cuales pueden ser vitales para su sobrevivencia. Normalmente cualquier edificación en este punto o estado límite es irreparable.

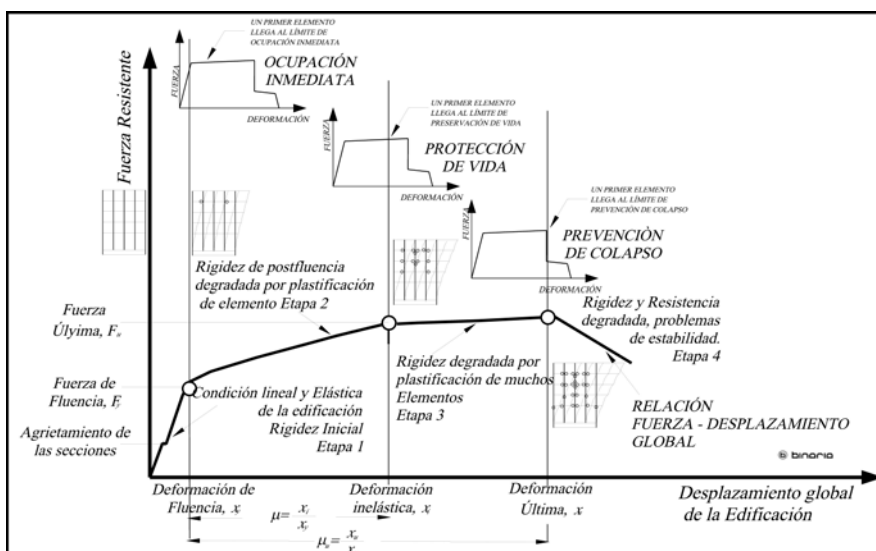


Figura 12: Evolución del comportamiento estructural mostrando los estados límites asociados

Una vez definidas y asignadas las rótulas plásticas de todos los elementos estructurales (incluyendo la definición de los diagramas de interacción multiaxiales para las columnas), se definieron 27 casos de análisis no lineal. El primer caso de análisis corresponde a un estado inicial, con un caso de análisis no lineal estático, con aplicación del 100 % de la carga muerta y el 25 % de la carga viva. Los siguientes 26 casos de análisis corresponden a los casos no lineales *time history*, paso a paso, o de historias de aceleración con cada una de las tripletas de señales de aceleración contra el tiempo (este-oeste, norte-sur y vertical) para cada una de las 26 estaciones de la red de acelerógrafos de Bogotá. Estos casos parten del estado inicial estático no lineal anteriormente explicado.

Es importante indicar que la modelación por elementos finitos, así como los diagramas momento-curvatura, momento-rotación y de interacción, así como la bilinearización del diagrama momento-rotación con los límites de rotación máxima estipulados por el ATC, [7], más sus correspondientes definiciones de niveles de daño, se realizaron para todos los elementos estructurales de los

6 edificios diseñados. La definición de los estados límites del ATC, [7], son similares a los definidos en documentos conexos a la NSR-10,[20], como son el ASCE (2003), [2], y el ASCE (2007a), [3], que se referencian, cuando de cumplir con el estado límite de seguridad de vidas (LS, Life Safety) se trata. En total se realizaron 162 casos de análisis no lineal, y de estos, 156 fueron paso a paso en el dominio del tiempo.

5 Resultados de los análisis

Una de las razones por las cuales es difícil encontrar referencias sobre análisis no lineal dinámico cronológico (paso a paso con registros reales) es por el hecho de que el tiempo requerido, las demandas computacionales exigidas y el volumen de información pueden hacerlo bastante lento, complejo y oneroso. Adicionalmente, no es común contar con registros confiables y representativos que exhiban una realidad que se desea proyectar de forma coherente. Para esta investigación fue necesario el uso de más de 30 días continuos de procesadores de apreciable capacidad para correr los análisis y extraer los resultados.

Adicionalmente, se necesitaron 2.210 GB (2.15 TB) de espacio de disco duro para almacenar los 165.000 millones de datos obtenidos. De todos los resultados se extrajeron 120 millones de datos que fueron finalmente condensados a unos cientos que se presentarán a continuación con la intención de condensar las conclusiones más relevantes. De forma regular un análisis no lineal dinámico cronológico como el realizado arroja valores de deformaciones, rotaciones, reacciones y fuerzas internas de todos los elementos estructurales para cada paso de tiempo del caso de análisis. Ahora, como los muestreos se hicieron con 200 datos por segundo, lo anterior arroja una cantidad abrumadora de datos que deben ser resumidos. Sin embargo, los resultados completos reposan en el trabajo de grado de Jaramillo, (2011), [30].

En este orden de ideas, se evaluó el comportamiento de respuesta sísmica de las edificaciones en términos de las derivas máximas, desplazamientos de cubierta máximos, cortante en la base máximo (expresado como un porcentaje del peso propio de la edificación) y niveles de daño inducidos por cada una de las señales utilizadas y para cada una de las 6 edificaciones diseñadas. Para los desplazamientos de cubiertas máximos, para las derivas máximas y para las aceleraciones absolutas máximas, se esquematizaron mapas de demanda que permiten visualizar con más facilidad los resultados de forma geográfica.

Básicamente, se buscaron los valores extremos de los indicadores de daño para que fueran resumidos de forma gráfica y espacial también, tratando de identificar zonas de similar comportamiento, que para el caso, son zonas con similar riesgo. En lo que sigue, se presentan brevemente los resultados asociados a los análisis descritos por tipo de edificio.

5.1 Edificios de 5 pisos

Estos edificios tuvieron una demanda sísmica, desde el punto de vista de aceleraciones absolutas y derivas máximas inducidas, mayores en zonas de piedemonte y suelos blandos de profundidades de basamento intermedias. La estación de «*Marichuela*» (en la localidad de Usme) fue característicamente demandante, y le siguieron zonas como el Salitre (estación «*Jardín Botánico*») y la zona de piedemonte entre la estación de «*Colonia escolar de Usaquén*» (calle 127 con avenida NQS) y la estación de «*la Universidad de la Salle*» (calle 170 con carrera 7ª). En el mapa de la Figura 13 se presentan las derivas máximas demandadas que se presentaron en la dirección Norte-Sur para el edificio de 5 pisos. En dicho mapa, se observa que las máximas derivas son cercanas a 0.14 % en la estación de Usme, mientras que en la zona de los cerros, las derivas no superan el 0.06 %. Por su parte, en las zonas en donde los estratos de suelos son profundos, la deriva máxima es inferior a 0.07 %.

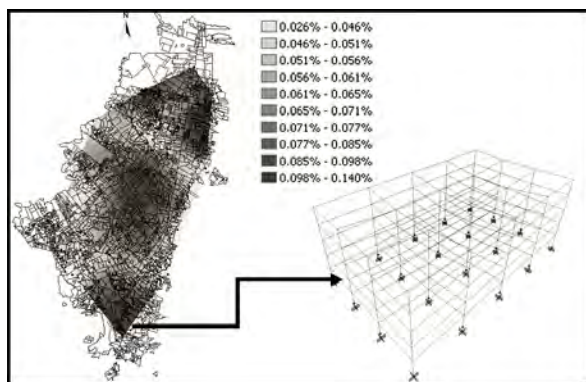


Figura 13: Mapa de derivas en dirección Norte-Sur y niveles de daño alcanzados para edificio de 5 pisos.

Los edificios de 5 pisos tienen un peso bajo y no es raro que puedan suministrar rigidez y resistencia apreciable para las fuerzas inerciales que deben soportar. Cuando edificios pequeños colapsan en sismos es porque tienen un defecto grave fruto de un mal diseño o construcción. Los edificios bajos ubicados en piedemonte recibieron un registro mucho más corto en tiempo que en suelo blando y estos edificios en suelo blando tienen espectros con ordenadas espectrales de aceleración absoluta muy baja. El resultado es que para este evento de Quetame los edificios bajos no sufrirán mayores problemas. Las edificaciones de 5 pisos tuvieron poca rotulación pero tuvieron, en comparación con los edificios intermedios y altos.

Para el caso del edificio calculado a partir del espectro de diseño de «*piedemonte-B*», que fue el edificio más rígido de 5 pisos, existió rotulación únicamente para las señales de la estación de «*Marichuela*» como se aprecia en la Figura 13. A manera comparativa, en la Figura 14, se muestran los espectros de la zonas de Piedemonte («*A*», «*B*» y «*C*») divididos por el factor R .

Dichos espectros se comparan con el espectro de respuesta de aceleración para la estación «*Marichuela*». De esta comparación se hace evidente que para el periodo de la edificación (0,68 segundos), la aceleración demandada (0.14g) fue superior en un 17 % a la aceleración de diseño (0.12g); lo cual hace visible el proceso de rotulación del edificio. En este punto se evidencia que, tener rotulación significa que se alcanzó la resistencia y el edificio ya no será el mismo para el próximo evento. En todo caso, sorprende que con un sismo tan pequeño, a 40 km. de distancia, y a pesar de no existir defectos de por medio, existan rotulaciones en edificaciones bajas que debieron permanecer en un rango elástico perfecto. Ahora bien, si se usaran cualquiera, o todas de forma conjunta, de las disposiciones no usadas y mencionadas en el numeral 3, este escenario se vuelve más dramático, siendo esto motivo de otra investigación que incluya esas consideraciones.

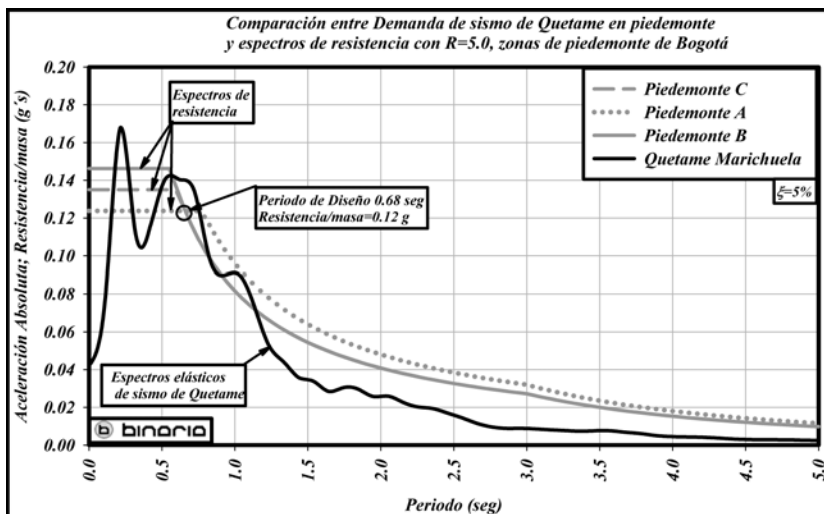


Figura 14: Comparación entre el espectro de respuesta en Marichuela con los espectros de diseño de «Piedemonte» divididos por el factor « R » igual a 5.0

En el caso del edificio de 5 pisos, diseñado a partir del espectro de la zona «*Lacustre-500*», que fue menos rígido por tener una aceleración absoluta espectral, S_a , de diseño menor, hubo rotulación con las señales sísmicas de las estaciones de: «*Marichuela, Avianca, Centro de Estudios del Niño y Jardín Botánico*». Estas derivas máximas ocurrieron en los pisos intermedios, sobretodo en el segundo y tercer piso. Básicamente en estos sitios el problema obedeció a la duración excesiva, y el número elevado de ciclos, generándose incursiones en el rango inelástico de bajo ciclaje, donde muchas cargas y recargas sí tienen influencia fuerte en estos análisis no-lineales y tridimensionales.

En este sentido, los análisis lineales convencionales no identifican estos fenómenos que están ligados a los daños reales de edificaciones en sismos largos. Finalmente, en la Figura 15 se presenta un resumen de las derivas máximas demandadas a las edificaciones de 5 pisos, tanto aquella diseñada para el espectro de piedemonte, como para la diseñada con el espectro de zona Lacustre considerando las derivas máximas demandadas en dirección Este-Oeste y en dirección norte-sur.

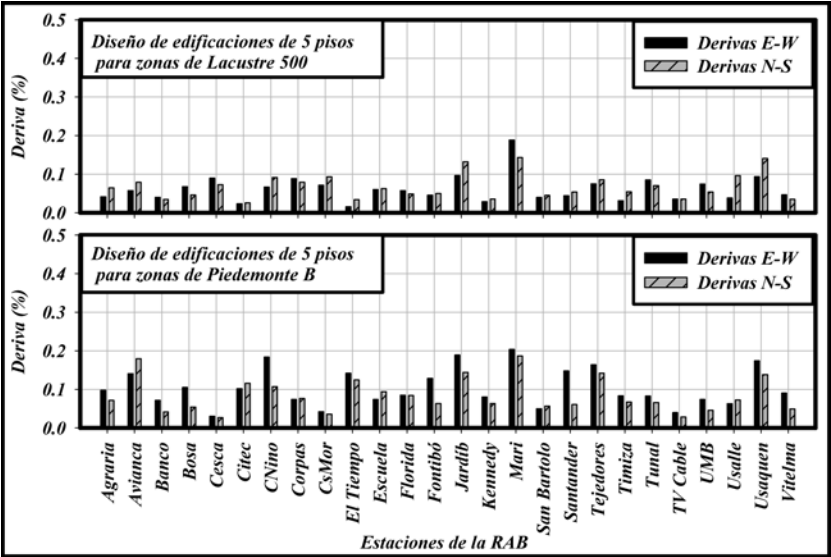


Figura 15: Derivas máximas para los edificios de 5 pisos.

5.2 Edificios de 12 pisos

Para el caso de las edificaciones intermedias de 12 pisos, las zonas de la ciudad en donde se presentaron las mayores demandas sísmicas (derivas y aceleraciones) fueron en su mayoría las correspondientes a suelos blandos con profundidad de estratos elevada, en donde se destacan las estaciones de: «*Centro de Estudios del Niño*, *Jardín Botánico*, *Fontibón* y *Avianca*». Así mismo, generó una importante demanda sísmica a este tipo de edificios la estación «*Colonia Escolar de Usaquén*» que está ubicada en la zona de piedemonte. El edificio diseñado a partir del espectro de la zona de «*Piedemonte-B*» presentó rotulación en las zonas Fontibón, el Salitre («*Jardín Botánico*») y Usaquén, en donde el nivel de daño fue de fluencia, y en algunas zonas como en la calle 80 con avenida Boyacá (Estación «*centro de estudios del niño*») los niveles de daño alcanzados llegaron a ser de «*ocupación inmediata*» en algunos de los elementos estructurales.

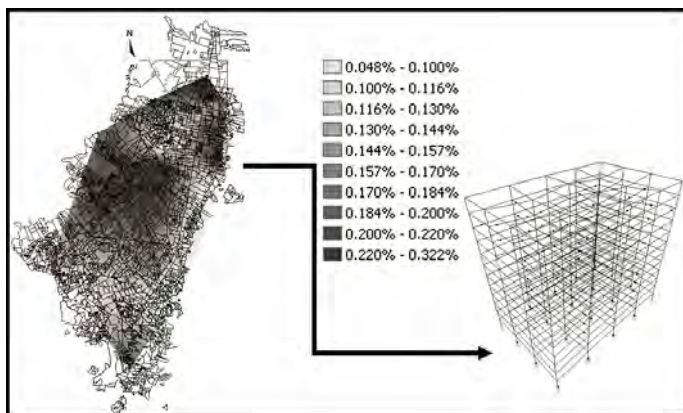


Figura 16: Mapa de derivas en dirección Norte-Sur y niveles de daño alcanzados para edificio de 12 pisos.

En lo concerniente al edificio diseñado con el espectro de la zona «*Lacustre-500*», hubo rotulación a nivel de fluencia en zonas como Engativá (Estación «*Parque de la Florida*»), el Salitre y Usaquén. En la estación «*Centro de Estudios del Niño*» se presentó rotulación con niveles de estados límites de hasta «*ocupación inmediata*», tal y como sucedió, con el edificio diseñado con el espectro de la zona de «*Piedemonte-B*». A manera de ejemplo, se presentan en la Figura 16 las derivas máximas para el edificio de 12 pisos en donde se alcanzaron valores inferiores a 0.3 % (del orden de 0.27 %) en los lugares de mayor demanda. Uno de estos lugares fue el de Usaquén y por ello se presenta el nivel de rotulación generado en la edificación de 12 niveles.

Ciertamente estas edificaciones de mediano tamaño pueden ser afectadas por pulsos de fuerte aceleración que atravesando depósitos de suelo de poco espesor del piedemonte reciban una amplificación inusitada que afecte las edificaciones. Como en los casos previos, sorprende que haya rotulaciones para niveles de deriva tan bajos, pero al parecer la naturaleza no-lineal y tridimensional del problema, así como los efectos de las componentes verticales que incrementan los efectos de no-linealidad geométrica, hace que fenómenos como éstos, que en efecto se presentan en la realidad, se exhiban a tan tempranas deformaciones. Una vez más, preocupa la situación debido a que el sismo usado fue muy pequeño como para pensar en niveles de rotulación, pero ocurrieron por las drásticas reducciones de la amenaza para diseño que se desarrollaron

en una reducción apreciable de la rigidez y de la resistencia conexa.

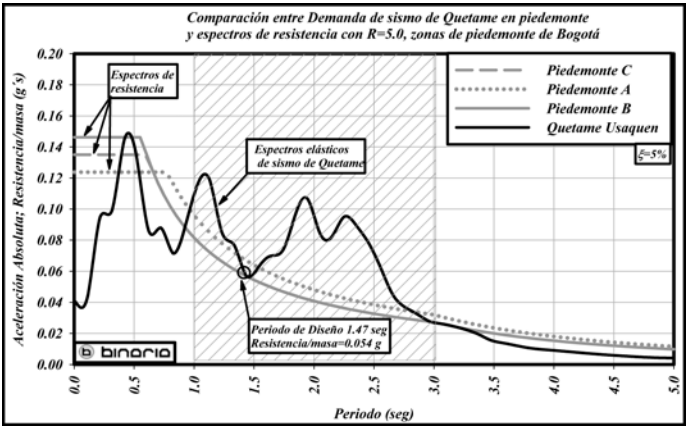


Figura 17: Comparación entre el espectro de respuesta en Usaquén con los espectros de diseño de «Piedemonte» divididos por el factor «R» igual a 5.0.

Al igual que se hizo para el edificio de 5 pisos, en la Figura 17 se presentan los espectros de las zonas de Piedemonte («A», «B» y «C») divididos por el factor *R*, comparados con el espectro de respuesta de aceleración para la estación «Usaquén». Esta comparación hace evidente que para el periodo de la edificación (1,47 segundos), la aceleración demandada por el sismo alcanzó a rotular esta edificación. A pesar de que «Usaquén» no fue la estación más crítica, se presenta esta señal, ya que genera incertidumbre y preocupación que las edificaciones con periodos entre 1 y 3 segundos diseñadas con la nueva Norma, presentarán niveles de rotulación de sus elementos estructurales para un sismo notablemente inferior al sismo de diseño.

Para el caso de edificios con periodos de 2 segundos, la aceleración absoluta demandada puede llegar a duplicar la aceleración de diseño que por espectro se asigna. Vale la pena mencionar que si esta edificación de 12 pisos se hubiera diseñado con los espectros de la microzonificación del año 1997, [18], seguramente no habría presentado rotulación, porque fue precisamente en ese rango de periodo estructural, > de 1.0 segundos, donde existió una reducción de 50 % en la aceleración absoluta, que resulta en una reducción de rigidez de igual porcentaje. Al igual que se presentó para las edificaciones de 5 pisos, en la Figura 18 se presenta un resumen de las derivas máximas demandadas para la

edificación de 12 pisos analizada bajo los mismos escenarios y consideraciones.

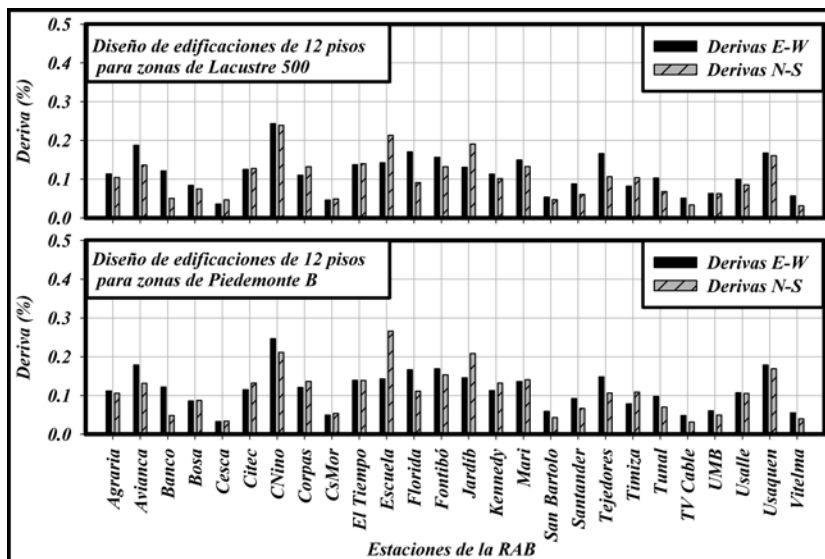


Figura 18: Derivas máximas para los edificios de 12 pisos. (%)

5.3 Edificios de 20 pisos

Las zonas de la ciudad de Bogotá en donde se presentaron las mayores demandas sísmicas (derivas y aceleraciones) fueron en su mayoría las correspondientes a suelos blandos con profundidad de basamento elevado, en donde se destacan las estaciones de: «*Universidad Agraria, Avianca, Centro de Estudios del Niño, Club El Tiempo, Escuela Colombiana de Ingeniería, Fontibón y Usaquén*» para el edificio de 20 pisos diseñado a partir del espectro de la zona «*Piedemonte-B*». Los niveles de daño de las edificaciones de 20 pisos diseñadas con pórticos llegaron en casos extremos, como en la Calle 80 con Avenida Boyacá, a ser incluso los asociados a los del estado límite de «*seguridad a la vida*», que constituye el límite máximo de daño admisible en los reglamentos de construcción sismo resistente colombianos. En ese sitio actualmente hay edificios de más de 20 pisos que recibieron el sismo de Quetame durante 2008 sin problema, pero fueron diseñados con la microzonificación de 1997, [18], que especificaba una mayor amenaza, haciendo que no pudieran construirse

con pórticos, sino que se construyeran mediante un método industrializado, en donde todo el edificio es hecho con paredes delgadas de concreto que generan mucha rigidez.

También, siempre que hubo plastificación de elementos estructurales, hubo rotulación de columnas en su primer piso. Este tipo de comportamiento fue común para los 6 edificios analizados. Hay que tener en cuenta que estos hechos se presentaron con un evento que fue la octava parte del sismo de diseño; lo cual es un escenario preocupante, *per se*, ya que de acuerdo con la normativa vigente para este tipo de evento se supone que no debería haber pasado absolutamente nada. Es posible que esta rotulación de columnas de primer nivel para este evento no genere pérdida total, pero en el escenario de diseño ocho veces mayor? Esta situación claramente va en contravía de la forma como los edificios deben fallar, ya que al colapsar una columna en primer piso, la pérdida es total, poniendo en riesgo muchas vidas por el mecanismo de falla.

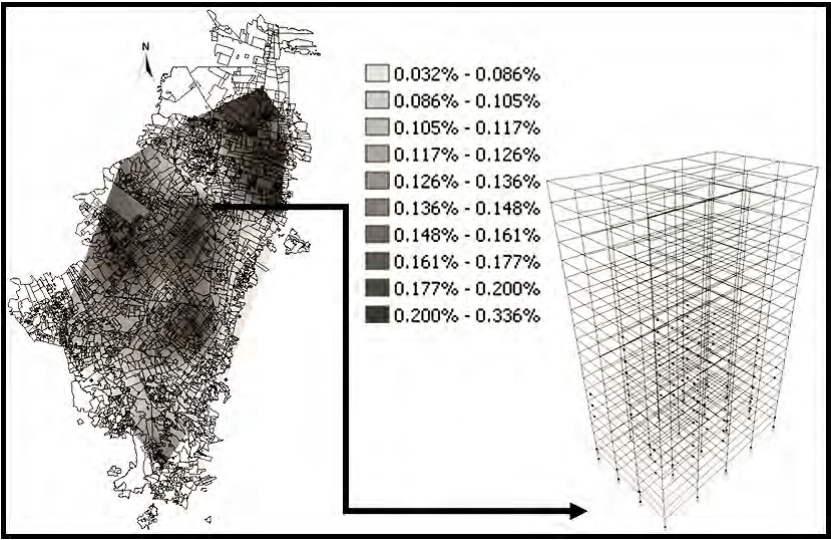


Figura 19: Mapa de derivas en dirección Norte-Sur y niveles de daño alcanzados para edificio de 20 pisos.

Sin embargo, el edificio diseñado a partir del espectro de la zona «*Lacustre-500*», al haber sido diseñado con casi el doble de la aceleración absoluta espectral, S_a , en comparación con su par de 20 pisos diseñado a partir del espectro de «*Piedemonte-B*», tuvo mucho menor daño y ningún elemento estructural sobrepasó el nivel de daño de fluencia. Las estaciones demandantes en cuanto a daño fueron: «*Universidad Agraria, Club El tiempo, Escuela Colombiana de Ingeniería, Fontibón, Jardín Botánico, General Santander, Tejedores y Usaquén*». Todas estas estaciones quedan en suelos blandos con basamentos rocosos a más de 50 metros, y en algunas, de hasta más de 300 m. En la Figura 19 se presenta un mapa con la distribución de derivas para edificios de 20 pisos en donde no se superan las derivas de 0.4 %. Así mismo se presenta el estado de rotulación del edificio en la estación «*Cniño*» (Calle 80 con Avenida Boyacá).

En la Figura 20 se muestra el espectro de respuesta de aceleración para el registro del sismo de Quetame tomado en «*Cniño*» y se compara con los espectros de la zona «*Lacustre*» (divididos por «*R*») que le corresponden según la nueva microzonificación. Al analizar la Figura 20 es claro que los nuevos espectros de la microzonificación de 2010, [19], tienen serios problemas en predecir la demanda sísmica para edificios con periodos entre 2.0 y 3.0 segundos (sombreados en la figura) en la zona de «*Lacustre*». A la luz de lo anterior, se evidencia que un sismo como el de Quetame que tendrá un periodo de retorno de unos 70 años (bastante inferior al periodo de retorno del sismo de diseño de 475 años) rotularía edificaciones de esta altura. Es preocupante que son precisamente en estos rangos de periodos donde la nueva microzonificación, [19], propone reducciones sustanciales en las aceleraciones absolutas de diseño a pesar de que los registros del sismo muestran una fuerte respuesta.

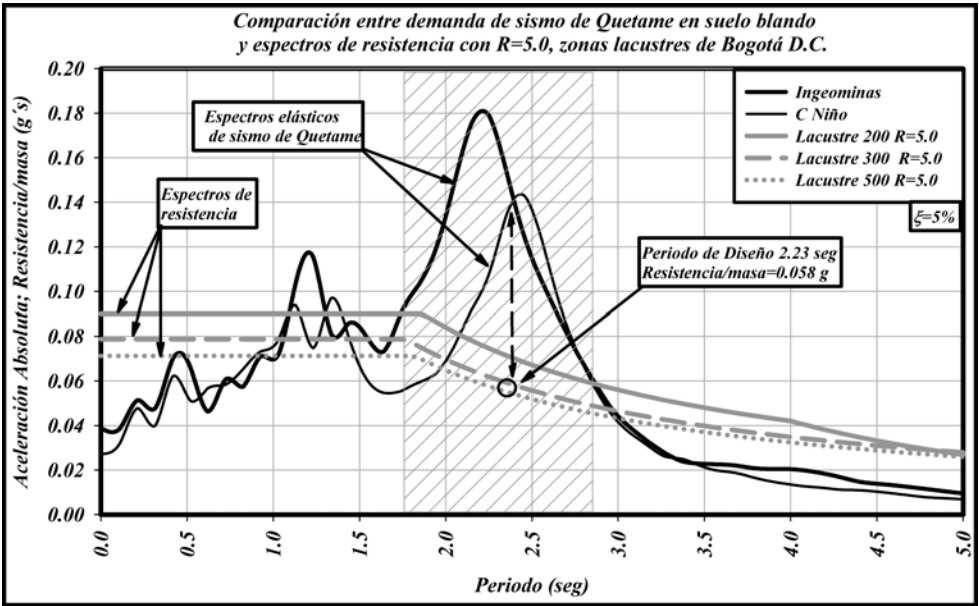


Figura 20: Comparación entre el espectro de respuesta en el centro de estudios del niño e Ingeominas con los espectros de diseño de «Lacustre» divididos por el factor «R» igual a 5.0

Por último, en la Figura 21 se muestran las derivas máximas demandadas para las edificaciones de 20 pisos tanto para las edificaciones diseñadas con el espectro de la zona de «piedemonte» como con el espectro de la zona «Lacustre» y en dirección Norte Sur y Este-Oeste. De acuerdo con lo anterior, las estaciones que le demandaron más deriva fueron: «Agraria, Ceing (Escuela Colombiana de Ingeniería), Cniño y Usaqué». A excepción de Usaqué, estas fueron estaciones ubicadas en zonas de suelo de tipo lacustre.

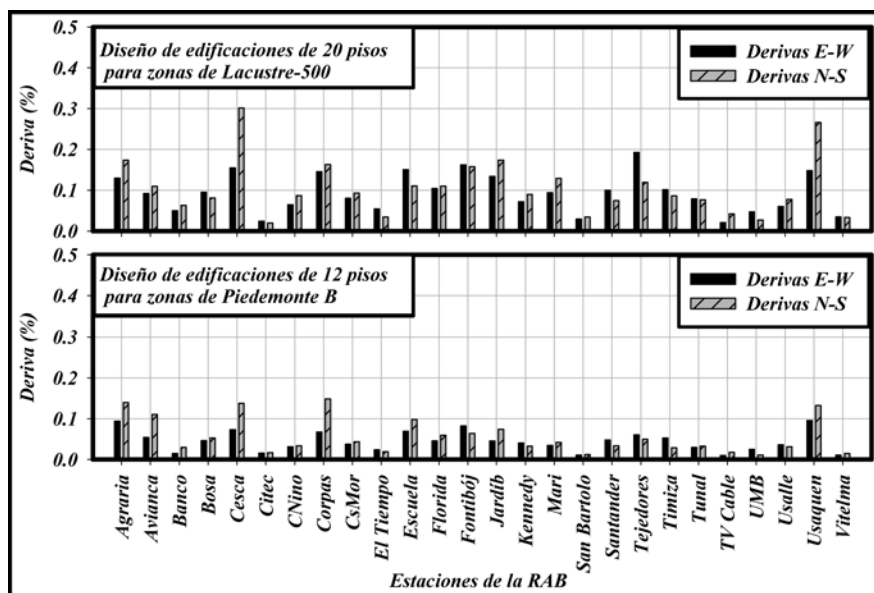


Figura 21: Derivas máximas para los edificios de 20 pisos

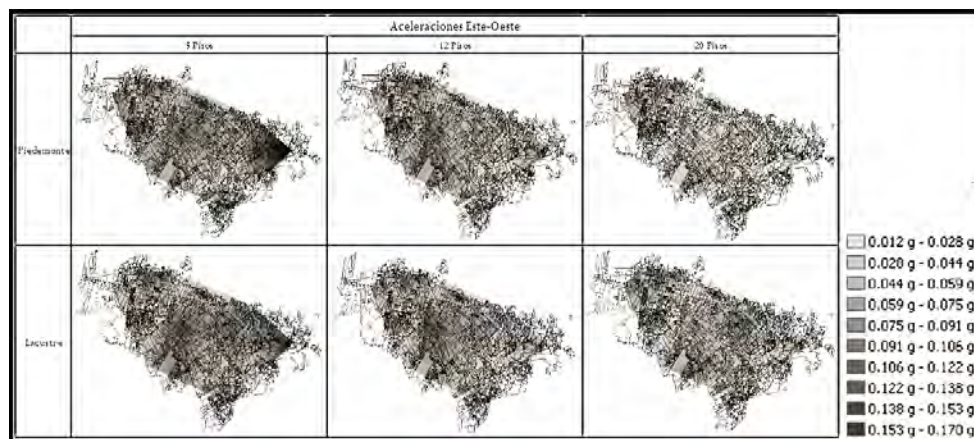


Figura 22: Aceleraciones absolutas máximas comparativas para los seis edificios diseñados

También, se realizaron mapas comparativos de la demanda sísmica de aceleración que se presenta en la Figura 22. La aceleración máxima se presentó en edificios de 5 pisos y llegó hasta $0.16g$ y las menores aceleraciones demandadas se presentaron en los edificios altos. Es notable que las aceleraciones absolutas máximas para los 6 edificios estuvieran principalmente concentradas en zonas con estratos de suelos blandos.

Lo encontrado en los resultados mostrados previamente para edificaciones regulares y registros reales y registrados, exhibe una realidad que denota algo de preocupación, toda vez que, se presentaron alcances de resistencia, rotulaciones y deformaciones elevadas en elementos bajos de edificaciones, conformando mecanismos de falla, que eventualmente hacen violar más rápidamente los estados límites prescritos en las Normas relacionadas para los escenarios de diseño que en versiones más recientes resultan ser modestos para el caso. En lo que sigue, se presenta la discusión de los resultados encontrados, para fines de identificar las fuentes y causas que llevaron a la condición de riesgo en las diferentes edificaciones bajo el escenario de amenaza del sismo de Quetame, que se encontró en la presente investigación.

6 Discusión de los resultados

En el diseño convencional, que sigue un proceso lineal, el análisis se enfoca en verificar el cumplimiento de las derivas, y se podría pensar que todo este análisis está muy por debajo de los requisitos establecidos como seguros. Sin embargo, muchas de las realidades mostradas en los análisis previos son graves porque: **(1)** Con bajos niveles de deriva se alcanzaron niveles de resistencia que se supone nunca debieron aparecer con el sismo de la séptima parte del periodo de retorno. **(2)** El alcance de la resistencia involucra rotulación y articulación de elementos, que de forma necesaria tiene asociada degradación de la rigidez inicial, que con la misma masa presente desencadena el incremento del periodo estructural, que sobre suelo blando, siempre tienen más desplazamiento relativo a mayor periodo, *i.e.*, más deriva, en un proceso cíclico que cuando tiene la duración suficiente se vuelve evolutivo e irreversible. **(3)** La articulación de muchos elementos resultó en elementos de soporte y en pisos bajos, estableciendo potenciales mecanismos de colapso que solo necesitan de mayor energía inducida y duración para que se desarrollen. **(4)** Con todo lo anterior, así las derivas hayan sido bajas, en realidad lo calculado fue preocu-

pante porque para un sismo tan pequeño no debió haber pasado nada, y por el contrario, se configuraron en estructuras perfectas y sin defectos comunes, mecanismos potenciales de falla, que ante mayor demanda, solo crecerán hacia los siguientes estados límites de mayor daño y riesgo.

Si lo anterior reviste preocupación haciéndose en el caso de edificaciones ideales, es presumible pensar que cuando se incrementa artificialmente el Módulo de Elasticidad y se permita mayor deriva en la asignación de la rigidez, los resultados podrían ser mucho peores. Aspecto adicional y real, lo constituyen los defectos de las estructuras como las irregularidades en planta y elevación, y las acostumbradas columnas cortas o pisos débiles. Normalmente los defectos establecen mecanismos de falla más prematuros a partir de los cuales se desarrolla un eventual mayor daño. Desde ese punto de vista lo encontrado, que ya es preocupante, muestra el escenario más benigno dentro de todas las consideraciones reales del problema, que puede ser más grave en la realidad.

Definitivamente el problema de las edificaciones altas en suelo blando de la ciudad de Bogotá encontrado aquí, nace de la dualidad de haber reducido la amenaza, para un rango de frecuencias en donde el sismo real tiene un fuerte incremento en la demanda. En ese sentido, la normativa parece ir en contra de los registros de instrumentación confiable. Por ejemplo, en la estación de «*Ingeominas*» (calle 53, carrera 30), que quedaba ubicada en la antigua zona «3» de la microzonificación de 1997 [18], quedó en el decreto 523 de 2010, [19], en el suelo de tipo «*Lacustre 200*». Cuando se dibujan en un mismo gráfico los tres espectros de aceleración absoluta como son: (1) el de Quetame en superficie, (2) el de la zona «3» del Decreto 193 de 2006, y (3) aquel correspondiente a la zona «*Lacustre 200*» del Decreto 523 de 2010, [19], el resultado se puede visualizar en la misma escala en la parte izquierda de la Figura 23 a continuación.

Otra vez, a simple vista se pensaría que el problema está cubierto en términos de valores absolutos, sin embargo, la situación reviste inquietud porque el sismo de Quetame tuvo miles de veces menos energía que aquel de diseño que se ha propuesto. Solo como valor general, el hecho de pasar de magnitud 5.6 a magnitud 7 puede cuadruplicar o más, la aceleración del suelo firme, siendo conservadores, y eso llevaría a la ordenada espectral de aceleración absoluta, S_a , máxima de la Figura 23, que está en 2 segundos, hasta un valor cercano a $0.8g$ que está por encima, incluso, de la zona 3 del Decreto 193 de 2006. Pero

no solamente el problema es de amplitud, donde pueden haber discusiones porque ese evento no ha ocurrido aún, o peor todavía, cuando ocurrió no había instrumentación para registrarlo. Probablemente el problema más fuerte sea el de forma, y en esto los eventos más pequeños sí son orientadores. Para visualizar la forma de los espectros entonces se deben normalizar.

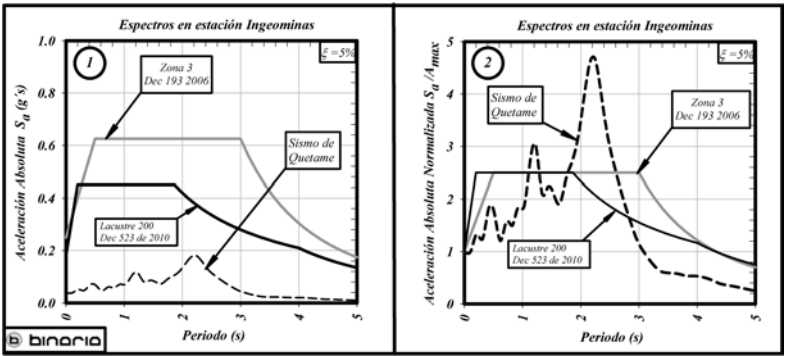


Figura 23: Espectros de respuesta de la estación de Ingeominas en la superficie de Bogotá para el evento del 24 de mayo de 2008 registrado en Quetame a menos de 40 kilómetros de distancia. A la izquierda en valores absolutos, a la derecha normalizados con respecto a la aceleración.

El resultado de la normalización se observa en la parte derecha de la misma Figura 23, lo que surge es otra vez inquietante, porque lo que se reglamentó fue hacer que la parte plana del espectro de la zona «3», que se extendía hasta 3 segundos, ahora llegue hasta solo 2 segundos.

La situación es contradictoria, porque mientras el registro del evento real crece a partir de cierto periodo, el decreto 523 de 2010 [19] inicia, en ese mismo punto, la reducción de la ordenada espectral S_a . Esto es ir en contravía de los hechos registrados y por eso los edificios altos empiezan a tener problemas en ese tipo de suelos desde tempranas deformaciones. Un evento de mayor tamaño generaría un proceso de degradación de la rigidez cortante del suelo, y el resultado es que ese pico en poco más de dos segundos, iría hacia uno mayor todavía. La propuesta de acortar la meseta de 3.0 a 2.0 segundos en el espectro de la zona donde hay suelos de tipo Lacustre inquieta porque los hechos reales registrados mostraron que en este sitio hay respuesta fuerte después de los 2.0 segundos de periodo estructural.

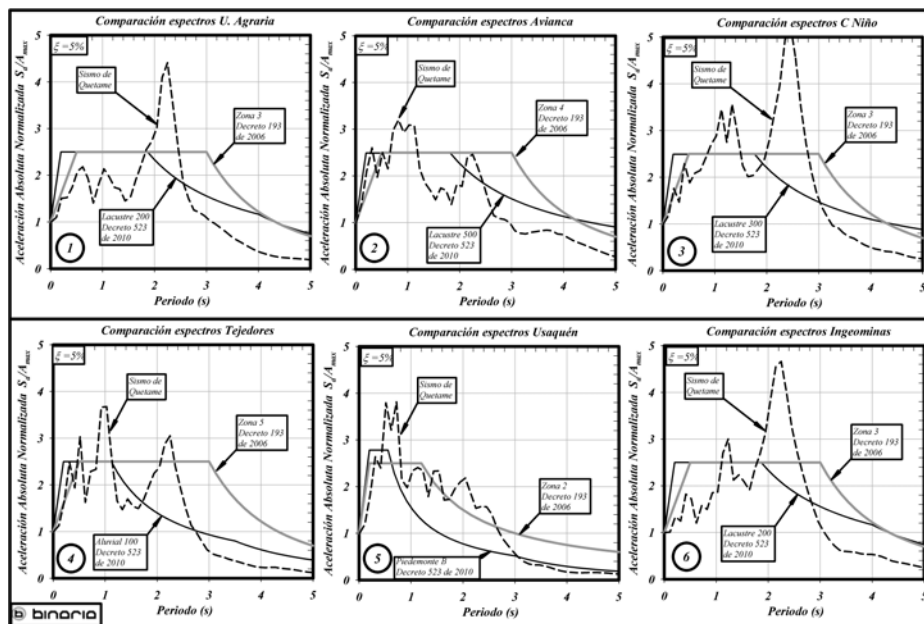


Figura 24: Espectros de respuesta normalizados en diferentes estaciones de la red de acelerógrafos de Bogotá para el evento del 24 de mayo de 2008 registrado en Quetame a menos de 40 kilómetros de distancia.

Se podría pensar que el caso de la estación de «Ingeominas», durante el sismo de Quetame, resultó aislado y correspondió a alguna particularidad del sitio; sin embargo, cuando el mismo proceso de la Figura 23 se repite en otras estaciones de la RAB, se encuentra que para diferentes zonas, ocurren cosas similares, que se observan en la Figura 24. Por ejemplo, en la estación de la «U. Agraria» (calle 170 con carrera 50) al norte de la ciudad y correspondiente a la zona «3» del Decreto 193 de 2006, se encuentra que el espectro del registro del sismo de Quetame normalizado tiene fuerte respuesta después de 2.0 segundos, mientras que en el mismo lugar, el Decreto 523 de 2010, [19], correspondiente a la zona «Lacustre 200», reduce ordenadas espectrales, S_a , antes de llegar a los 2.0 segundos de periodo.

En sitios más profundos de la sabana, como la estación del antiguo «Centro Administrativo de Avianca», cerca del Aeropuerto (calle 26 con carrera 92), también hay respuesta después de 2.0 segundos, en un sitio de enorme

profundidad que corresponde a la zona «4» del Decreto 193 de 2006 y al que se le ubica actualmente en la zona «*lacustre 500*» del Decreto 523 de 2010, [19]. En otra estación del noroccidente de la ciudad, en el «*Centro del Niño*», donde los edificios altos más problemas tuvieron, correspondiente a la zona «3» del Decreto 193 de 2006, y que hoy en día se le ubica en la zona «*lacustre 300*» del Decreto 523 de 2010, las ordenadas espectrales, S_a , empiezan a caer antes de los 2.0 segundos, cuando la respuesta real del sismo de Quetame en el lugar brinda una impresionante respuesta desde 2.0 hasta 3.0 segundos de periodo.

En zonas del sur de la ciudad, en la autopista sur con calle 6^a, está la estación «*Tejedores*», a la que le correspondía la zona «5» del Decreto 193 de 2006 y que quedó en la zona «*aluvial 100*» según el Decreto 523 de 2010 [19]. En este sitio el espectro normalizado durante el sismo de Quetame muestra que la forma de la zona «5» anterior era mucho más acertada porque incluía respuesta en periodo alto; con el Decreto 523 de 2010 [19], después de poco más de 1.0 segundo de periodo se presenta una reducción de las ordenadas espectrales S_a , cuando en la realidad, se registró fuerte respuesta hasta más allá de 2.0 segundos. En Usaqué al norte de la ciudad, arriba de la carrera 7^a y a la altura de la calle 127, en un sitio de Piedemonte puro que le correspondía la zona «2» del Decreto 193 de 2006, y ahora le corresponde la zona de «*piedemonte B*», la forma del espectro del sismo de Quetame es mucho más fiel al espectro de «*piedemonte*» del decreto 193 de 2006, que al del Decreto 523 de 2010, [19], que estableció la nueva microzonificación sísmica de Bogotá.

Los registros del sismo de Quetame de 2008, permitieron calcular espectros de respuesta de aceleración absoluta, S_a en los suelos de la ciudad de Bogotá, que comparados, en terminos de forma, con los espectros de las normas recientemente impuestas, [19] y [20], resultan tener condiciones bastante disímiles entre sí, suficientes, como para condenar propiedades de rigidez y resistencia y, de esa manera, activar mecanismos de daños prematuros, ante escenario de amenaza reducido en edificaciones sindefectos de por medio, y en una condición benigna de diseño.

Siendo así, no sorprende entonces que los edificios estudiados tengan el comportamiento descrito, porque por un lado, la norma flexibiliza la asignación de la rigidez precisamente donde más exigencias tendrán; y por otro lado, el registro real le exige precisamente en ese rango de frecuencias, estableciendo una dualidad perversa que es alimentada por la duración de los registros en

suelo blando, que parece ser está garantizada para eventos de tamaño apreciable en el sitio, ya que en este caso solo 5 segundos de fase intensa en el epicentro se transformaron, con suelos de por medio, en registros de minuto de duración.

7 Proyección de escenarios

El último movimiento fuerte reportado en la literatura y acaecido en Bogotá ocurrió el 12 de julio de 1785, y desde entonces, aunque algunos movimientos sísmicos han sucedido con algunas consecuencias, la realidad es que hace más de 200 años la zona no experimenta movimientos fuertes; sin embargo, en Bogotá han ocurrido temblores que han devastado, lo que ocurre es que no recientemente, creando una falsa sensación de seguridad que hace creer a muchos que en Bogotá no pasa nada. Falsas creencias apuntaladas en el desconocimiento de un fenómeno geológico, para el que 200 años son solo un suspiro. Si se consultan los catálogos históricos de eventos sísmicos como aquel que construyó J. E. Ramírez S.J., [38], que se puede consultar en la segunda edición del libro: «*La historia de los terremotos en Colombia*» publicada en 2004 por la Pontificia Universidad Javeriana de Bogotá, es posible obtener el número de eventos de cada magnitud que han acaecido en un área de varios cientos de kilómetros alrededor de Bogotá. Cuando la muestra se discrimina en el número de eventos por cada valor de magnitud entonces se puede construir el histograma. En este caso, del catálogo consultado, se puede contar el número de eventos de cada magnitud en las inmediaciones de Bogotá y lo que resulta se puede visualizar en la parte izquierda de la Figura 25.

Si para cada magnitud se cuenta el número de eventos que resultan tener la misma o mayor magnitud, entonces se puede construir el número acumulado de eventos con magnitud mayor o igual a algún valor. Si ese acumulado de eventos para cada magnitud se divide por el periodo de tiempo en el que se han estado tomando datos, *i.e.*, desde el registro más antiguo, entonces el resultado, que es el número de eventos por unidad de tiempo, se denomina: «*tasa de excedencia*». El inverso de la tasa de excedencia resulta ser el «*periodo de retorno*».

En la parte central de la Figura 25 se puede observar la tasa de excedencia de los eventos del histograma de la parte izquierda de la misma figura para el

caso de Bogotá, y en el eje derecho de esta misma figura, se muestra el periodo de retorno en años. Para fines de diseño el Decreto 926 de 2010[20] especifica que el periodo de retorno es de 475 años, y cuando se busca este valor en la tasa de excedencia de magnitudes del diagrama central de la Figura 25 se encuentra que la magnitud necesaria se aproxima a 7.0 En efecto, desde la llegada de los jesuitas, hacia los inicios del siglo XVII, se ha podido estimar que por lo menos, un par de eventos de esa magnitud han ocurrido en la región, y precisamente provinieron desde el piedemonte llanero en las cercanías de la ciudad de Bogotá, donde está el límite entre los Andes recientes y la planicie llanera antigua.

El epicentro del sismo de Quetame se localizó a 39 km. de la estación de Ingeominas en Bogotá y a solo 34 km. del perímetro urbano en los cerros orientales, por lo que pensar que puede ocurrir un evento a 30 km. del mismo perímetro no es algo fuera de lugar, y más bien, se ve como posible.

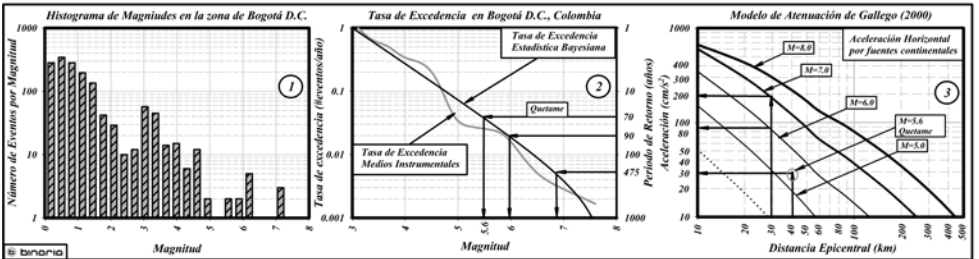


Figura 25: Histograma de magnitudes, tasa de excedencia y relación de atenuación de la aceleración máxima del suelo en las inmediaciones de la ciudad de Bogotá D.C.

Con la magnitud de 7.0 aproximada y la distancia a 30 km. se puede usar cualquier modelo de atenuación como el que se observa a la derecha de la Figura 25, el cual resulta ser uno de los usados por la propuesta del FOPAE [24] para la estimación de los escenarios de Bogotá, y que construyó M. Gallego-Silva, [25]. Si en el modelo de atenuación se ubica la curva de magnitud 7.0 y se busca el valor de aceleración para los 30 km. se llega a 200 cm/s^2 que es el valor original de A_a , i.e., A_{max} para 475 años de periodo de retorno, recientemente reducido por el Decreto 926 de 2010,[20], a $0.15g$ a pesar de que las tasas de excedencia del Estudio General de Amenaza Sísmica (2010), [9], mostraban que no habían reducciones. Las relaciones de atenuación de accelera-

ción de M. Gallego-Silva, [25], fueron usadas de forma sistemática, tanto en el estudio general de amenaza sísmica de AIS, [9], como en el estudio de FOPAE [24], de la microzonificación sísmica, que se terminó volviéndose el Decreto reglamentario[19] . Ahora bien, la única estación real de roca (arenisca) en Bogotá sin ningún efecto anómalo comprobado está en las instalaciones del colegio San Bartolomé-la Merced; ahí descansa un acelerógrafo moderno del FOPAE. Ese aparato estuvo a unos 40 km. del epicentro del sismo de Quetame, y para la magnitud 5.6 que se registró se puede encontrar de la Figura 25 una aceleración máxima de 30 cm/s^2 , solo 5 cm/s^2 de más que lo registrado por el aparato, que alcanzó 25 cm/s^2 .

Al parecer, no es necesario esperar hasta que pasen 475 años para tener serios problemas, la tasa de excedencia muestra que, para que un evento de magnitud 6.0 se presente solo se necesita que pasen unos 90 años, y precisamente se tiene conocimiento que hacia el año 1917, zonas cercanas a Bogotá se movieron fuerte. Con la magnitud 6.0 a 30 km. se obtiene en el mismo modelo de atenuación 100 gales, *i.e.*, cm/s^2 , la mitad de lo que existía antes del Decreto 926 de 2010, pero con la cuarta parte del periodo de retorno. También, se tiene conocimiento de que la tasa de excedencia probabilística de roca firme en Bogotá es muy similar que en suelo blando de la misma ciudad, [25], así que en condiciones favorables podríamos estar registrando también en suelo blando $0.1g$ de aceleración máxima en ese escenario de 90 años de periodo de retorno. Siguiendo la forma normalizada de los espectros de suelo blando de la Figura 24 se puede encontrar que la ordenada espectral, S_a , en periodo largo, mayor de dos (2.0) segundos ,se multiplicaría por cuatro (4) veces llegando hasta $0.4g$, algo que estaba cubierto previamente por el Decreto 193 de 2006, pero que no quedó cubierto por el actual y vigente decreto 523 de 2010,[19].

Ahora bien, aceptando que los 200 cm/s^2 sí son posibles para los 475 años de periodo de retorno y que lo registrado en la estación «CBART» fue de 25 cm/s^2 , que con 70 años de periodo de retorno fue 8 veces más pequeño, y suponiendo que los análisis fueran lineales, entonces los desplazamientos y derivas alcanzadas en el escenario de diseño serían igualmente 8 veces más en proporción lineal. Pero en la concepción de diseño los desplazamientos elásticos y lineales son iguales a los no-lineales según el «*principio de iguales deformaciones*»; entonces es posible que desplazamientos y derivas no lineales sean 8 veces las encontradas atrás, con valores de 0.2 % y 0.3 % y rotulaciones que en el escenario de diseño irían hasta más allá de 1.5 % y 2 % de deriva con

estados límites que superen los de «*protección de vida*», e incluso, se acerquen a los de «*Prevención de colapso*».

8 Conclusiones y reflexiones de largo plazo

Se hizo un análisis no lineal dinámico a seis edificaciones diseñadas a partir de la NSR-10,[20], y la zonificación de respuesta sísmica de Bogotá del año 2010, [19], usando los espectros de «*Piedemonte-B*» y «*Lacustre-500*» y utilizando 78 registros para 26 estaciones de la RAB. De estos análisis se obtuvieron demandas sísmicas en cuanto a deriva, desplazamiento de cubierta, cortante en la base, aceleración absoluta, fuerzas internas de elementos estructurales y niveles de daño alcanzados. Con este análisis y además habiendo utilizado señales sísmicas reales de aparatos modernos y confiables sobre movimientos del terreno en superficie, se tienen resultados altamente sugerentes sobre la respuesta sísmica actual de edificaciones de diferentes alturas sobre las cuales se puede concluir a nivel estructural y funcional que:

1. El sismo de Quetame del año 2008 con una Magnitud Local de Richter, M_L , de 5,7 liberó miles de veces menos energía que lo que el sismo de diseño, con magnitud 7,5, liberaría, y sin embargo, llevó a edificaciones intermedias y altas en condiciones de suelo blando de Bogotá, a estado límite de *ocupación inmediata* (que implica alcance de resistencia), y hasta en un caso, a nivel de estado límite de *protección a la vida*, que es el límite de daño exigido por el código, pero para el sismo de diseño, que debe contar con un periodo de retorno 7 veces mayor.

2. Las aceleraciones absolutas máximas inducidas por el sismo de Quetame, superaron en muchas zonas de Bogotá y para las tres alturas de edificaciones, a las aceleraciones absolutas espectrales de diseño por resistencia (es decir, reducidas un factor $R=5$).

3. Esto quiere decir que con el actual reglamento vigente en Bogotá un sismo de magnitud 5.7 (como el ocurrido en Quetame en el 2008) llevaría eventualmente a estructuras a niveles de daño y derivas que llegan en ocasiones a ser una tercera parte del límite admisible (derivadas hasta de 0.35 %), pero con un periodo de retorno siete veces menor al de diseño. Esto ocurrió especialmente en zonas de suelos blandos y para edificaciones de más de 10 pisos.

4. Para las zonas de Bogotá, y para las 6 edificaciones diseñadas, el primer alcance de la resistencia se dio en las columnas de primer piso, lo cual indica una seria desventaja para este tipo de edificaciones, pues de seguir ese mismo patrón de daño, para un sismo como el de diseño, por el mecanismo de falla activado, muchas edificaciones quedarán en pérdida total, lo cual no sólo es una pérdida económica, sino además, una potencial pérdida de vidas.

5. Para los edificios de 5 pisos las mayores demandas sísmicas se dieron en las zonas de las estaciones de «*Jardín Botánico y Marichuela*», (con derivas de hasta 0.2 %) mientras que en los cerros orientales y los cerros de Suba se obtuvieron menores demandas sísmicas (Inferiores a 0.05 %). Para los edificios de 5 pisos el comportamiento diferencial de la respuesta sísmica en Bogotá tuvo las mayores demandas en zonas lacustres de periodo medio (entre 0.5 y 2 segundos).

6. Para los edificios de 12 pisos las zonas que indujeron mayores demandas sísmicas fueron las de las estaciones de «*centro de estudios del niño, Usaquén y Tejedores*», (con derivas de hasta 0.27 %) mientras que las zonas con menores demandas fueron la de: «*escuela de caballería*», ubicada en la zona de los cerros orientales, y la estación de «*Tv Cable*» en los cerros de Suba (con derivas inferiores a 0.06 %). Para los edificios de 12 pisos hubo amplificación de la respuesta sísmica para zonas de piedemonte y lacustres de periodos medios altos (entre 2 y 2.5 segundos), mientras que las señales en suelo firme y periodos altos (mayores a 4 segundos) demandaron menos solicitaciones sísmicas en las edificaciones diseñadas.

7. Los edificios de 20 pisos que tuvieron las mayores demandas se ubicaron en las estaciones de «*Escuela Colombiana de Ingeniería, Universidad Agraria, Usaquén, centro de estudios del niño y Tejedores*» (con derivas de hasta 0.36 %). Al igual que en las otras dos alturas de edificios, las menores demandas se encontraron en las zonas de los cerros orientales y de Suba, y estos en particular en la zona sur de la ciudad de Bogotá (con derivas inferiores a 0.09 %). Para los edificios de 20 pisos la zona de «*piedemonte*» y «*lacustre-200*» del norte de la ciudad demandó las más altas solicitaciones sísmicas, mientras que los suelos lacustres de mayor profundidad de basamento rocoso respondieron de manera más moderada.

8. Las edificaciones más vulnerables en cuanto a la respuesta sísmica por efectos locales son las edificaciones de mayor altura (12 y 20 pisos) que llega-

ron a niveles de daño de «*ocupación inmediata*» en varias columnas de primer piso. Los edificios de baja altura (5 pisos) se comportaron casi que exclusivamente en el rango elástico con algunas excepciones que generaron alcance de la resistencia y rótulas de fluencia en algunas columnas del primer piso.

9. Derivas de hasta 0.4 % obtenidas con el sismo de Quetame seguramente se incrementarán en un sismo similar al de diseño. Los niveles de daño superarán el estado límite de «*protección a la vida*» y de continuar de la forma en la que se generaron las plastificaciones podrían generar mecanismos de estados límite de «*prevención de colapso*» o pérdida total que serían lesivos socialmente para la ciudad.

10. Este panorama hace necesario revisar de manera detallada el riesgo general al que pueden estar sometidas las edificaciones altas, densamente pobladas y edificadas en suelos blandos. Es desafortunado que en los últimos años se han edificado (y se siguen construyendo) este tipo de edificaciones en los suelos blandos de la capital de Colombia. Las distribuciones espaciales de los resultados obtenidos, muestran que son amplios los sectores donde las disposiciones de ordenamiento territorial de la ciudad permiten la construcción de las edificaciones elevadas sobre suelos blandos; en ese sentido, la ausencia de investigaciones relacionadas, y la autorización legal para poder edificar en el sitio, puede incrementar el riesgo social y humano de forma exponencial en poco tiempo. Las reducciones en requisitos de rigidez han generado de forma conexas el crecimiento de la altura de edificaciones.

11. Todos estos resultados ocurren en edificaciones que no tienen ningún tipo de irregularidad en planta o en altura y que se supone en una base firme. Sin embargo, en Bogotá es posible encontrar edificaciones con una o varios tipos de irregularidades, además de estar cimentadas en bases débiles como lo son los suelos blandos de la ciudad. Esto quiere decir que el comportamiento sísmico de las edificaciones podría resultar más complejo y crítico en la realidad, de lo que fue expuesto en este trabajo de investigación.

Agradecimientos

Se agradece a los revisores y pares del artículo, así como al comité científico de la revista, por las correcciones y sugerencias al manuscrito original.

Referencias

- [1] H. Abdi, “Least-squares”, in *Encyclopaedia for research methods for the social sciences*, M. Lewis-Beck, A. Bryman, T. Futing, Eds. California, Thousand Oaks, pp. 792-795, 2006. Referenciado en 153
- [2] American Society of Civil Engineers (ASCE), *Seismic Evaluation of Existing Buildings* (ASCE/SEI 31-03), Reston, Virginia, 2003. Referenciado en 147, 162
- [3] American Society of Civil Engineers (ASCE), *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings* (ASCE/SEI 41-06), Reston, Virginia, 2007. Referenciado en 147, 162
- [4] American Society of Civil Engineers (ASCE), “Supplement No. 1, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings” (ASCE/SEI 41-06), Reston, Virginia, 2007. Referenciado en
- [5] Applied Technology Council (ATC). ATC-3 06 : *Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings*. Redwood City, CA, 1978. Referenciado en 145, 148
- [6] Applied Technology Council (ATC). ATC-19 *structural response modification factors*. Redwood City, CA, 1995. Referenciado en 145
- [7] Applied technology Council, (ATC). ATC 40 *Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings*. V. 1, Seismic safety commission, State of California, 1996. Referenciado en 158, 159, 161, 162
- [8] Applied Technology Council (ATC). ATC-63: *Quantification of building seismic performance factors*. Federal Emergency Management Agency. Washington D.C. 2009. Referenciado en 145, 152
- [9] AIS, *Estudio General de Amenaza Sísmica*, Bogotá D.C., Colombia, 2010. Referenciado en 135, 145, 180, 181
- [10] K. Aki, “Scaling law of seismic spectrum”, *J. Geophys. Res.*, vol. 72, pp.: 1217-1231, 1967. Referenciado en 136, 137
- [11] K. Aki, “Seismic Displacement near a fault”, *J Geophys. Res.*, vol. 73, pp.: 5359-5376, 1968. Referenciado en 136, 137

- [12] O. Ardila, “Módulo secante de elasticidad del concreto. Tesis para acceder al título de Ingeniero Civil”. Universidad de los Andes, Bogotá D.C., Colombia, 1991. Referenciado en 149
- [13] M. Bouchon, “Predictability of ground displacement and velocity near an earthquake fault. An example: The Parkfield earthquake of 1966”, *J. Geophys. Res.*, vol.: 84, pp.:6149-6156, 1979. Referenciado en 138
- [14] J. Brune, “Tectonic Stress and the spectra of seismic S waves from earth”, *J. Geophys. Res.*, vol. 75, pp. 4997-5009, 1970. Referenciado en 136, 137
- [15] J. Cortés, J. Zabaleta, Amézquita, “Resumen final y conclusiones sobre el ciclo investigativo del módulo de elasticidad del concreto”. Trabajo de grado para acceder al título de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Javeriana. Bogotá D.C., Colombia, 1995. Referenciado en 149
- [16] Computers and Structures Inc. (CSI). SAP 2000. “Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, Nonlinear”.2007. Referenciado en 157
- [17] Decreto 1400 de 1984 (con fuerza de Ley, bajo facultades especiales del Ejecutivo), por medio del cual se reglamentó el Código Colombiano de Construcciones sismorresistentes, CCCSR-84. Referenciado en 145, 147, 151
- [18] Decreto 074 de 2001 (Reglamentario de apartes del título A2 del Decreto 33 de 1995), por medio del cual se reglamenta microzonificación sísmica para la ciudad de Bogotá D.C. Referenciado en 131, 147, 168, 169, 175
- [19] Decreto 523 de 2010 (Reglamentario de apartes del título A2 del Decreto 926 de 2010), por medio del cual se reglamenta microzonificación sísmica para la ciudad de Bogotá D.C. Referenciado en 131, 132, 134, 135, 146, 147, 155, 156, 157, 171, 175, 176, 177, 178, 181, 182
- [20] Decreto 926 de 2010 (Reglamentario de la Ley 400 de 1997), por medio del cual se estableció el reglamento NSR-10. Referenciado en 136, 145, 146, 147, 148, 150, 151, 154, 155, 157, 162, 178, 180, 182

- [21] J. Díaz, L. Bautista, A. Sánchez, D. Ruiz, “Caracterización de mezclas de concreto utilizadas en sistemas industrializados de construcción de edificaciones”. *Revista de Ingenieria*, n° 19, pp. 60-73, 2004. Referenciado en 149, 151
- [22] Federal Emergency Management Agency (FEMA). *Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings: A Prestandard* (FEMA 310), Washington D.C. 1998. Referenciado en 145, 147
- [23] Federal Emergency Management Agency (FEMA), *Prestandard and Commentary for the Seismic, Rehabilitation of Buildings* (FEMA 356), Washington D.C. 2000. Referenciado en 145, 147
- [24] Fondo de prevención y atención de emergencias (FOPAE), *Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones*. Informe final. Bogotá, 2010. Referenciado en 131, 148, 180, 181
- [25] M. Gallego-Silva, “Estimación del Riesgo Sísmico en la República de Colombia”; Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería; DEPFI, Universidad Nacional Autónoma de México; UNAM; Coyoacán, 04510 México D.F., 2000. Referenciado en 141, 180, 181
- [26] L.García, “Economic considerations of displacement-based seismic design of structural concrete buildings”. *Structural Engineering International*, vol 6, n° 4, Zurich, Suiza, 1996. Referenciado en 156
- [27] N, Haskell, “Elastic displacements in the near-field of a propagating fault” *Bull. Seism. Asoc. Am.*, vol. 59, pp.865-908, 1969. Referenciado en 137
- [28] Imbsen y Associates Inc. & Chadwell C. XTRACT v. 3.0.4. Cross Section analysis program for structural engineers, 2005. Referenciado en 158
- [29] INGEOMINAS y Uniandes, “Microzonificación Sísmica de Santa fe de Bogotá”. Bogotá D.C.- Colombia, 1997. Referenciado en 134

- [30] D. Jaramillo, C. Riveros, “Análisis no lineal dinámico tridimensional de edificios de concreto reforzado en Bogotá, sometidos a los registros del sismo de Quetame, Cundinamarca, del año 2008”; trabajo de grado para obtener el título de Ingeniero civil; facultad de Ingeniería, Universidad Javeriana, Bogotá, 2011. Referenciado en 162
- [31] JICA, FOPAE. “Estudio para la prevención de desastres para Bogotá y ocho municipios aledaños”. Estudio realizado por Pacific Consultants International & OYO Corporation, 2002.
- [32] H. Kanamori, “A semi-empirical approach to prediction of long period ground motions from great earthquakes”, *Bull. Seism. Assoc. Am.*, vol. 69, pp. 865-908, 1979. Referenciado en 138
- [33] J. Mander, M. Priestley. “Observed Stress-Strain Behaviour of Confined Concrete”, *ASCE. Journal of Structural Engineering*, vol. 114, n°. 8, Agosto, 1988. Referenciado en 158
- [34] N. Newmark, A. Veletsos, “Effect of inelastic behavior of simple system to earthquake motions”, *Proc., of 3WCEE*, pp. 895-912, Tokio, Japan, 1960. Referenciado en 142, 143
- [35] A Pauw, “Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density”. *ACI Journal*. vol.:57 n°6 Dec. Detroit, Michigan. 1960. Referenciado en 151, 153
- [36] D. Pinzón, “Análisis no lineal dinámico de pórticos de concreto reforzado, sometidos a los registros del sismo de Quetame de 2008”. Trabajo de grado (Ingeniero Civil) Pontificia Universidad Javeriana. Facultad de Ingeniería. Bogotá, 2009. Referenciado en 134
- [37] Searer, “ASCE-31 and ASCE-41: What Good are they?” Memories of Structures 2008: Crossing Borders; American Society of Civil Engineers. Vancouver, 2008. Referenciado en 147
- [38] J. Ramírez, “Historia de los Terremotos en Colombia”, centro editorial javeriano, CEJA, Universidad Javeriana, Bogotá D.C., Colombia, 2004. Referenciado en 179

- [39] J. Reyes, A. Chopra, "Evaluation of three-dimensional modal pushover analysis for unsymmetric-plan buildings subjected to two components of ground motion". *Earth. Eng. and Struct. Dyn.*, DOI: 10.1002/eqe.1100, 2011. Referenciado en 147
- [40] D. Ruiz, A. Romero, O. Becerra O. "Estimación del daño sísmico de pórticos de concreto reforzado en Bogotá mediante análisis no lineales en función del tiempo". *Revista de la Escuela Colombiana de Ingeniería*, n° 69, pp 15-27. Bogotá D.C, 2008. Referenciado en 134
- [41] Sistema de información para la gestión de riesgos y atención de emergencias de Bogotá (SIRE). "Catálogo de eventos de la Red de Acelerógrafos de Bogotá (RAB) 2008. Bogotá D.C.", 2008 [Online]. Disponible en: <http://www.sire.gov.co/portal/page/portal/sire/gestionRiesgo/Sismo/RAB>. Referenciado en 131, 135, 140
- [42] A. Zárate, M. Gómez, "Efecto de las ondas superficiales ante un evento sísmico en la Zona Plana del Norte de Bogotá". Tesis de grado. Facultad de Ingeniería. Pontificia Universidad Javeriana Bogotá, 2005. Referenciado en 134